

図 6. (45) 静水池敷高とエネルギー

③ 静水池諸元

a. 静水池敷高

跳水後のエネルギーが、静水池下流エネルギーより小さいとき、完全減勢する。図 6. (46) より、EL101.3 m 以下であればよい事がわかる。

したがって、静水池敷高は、岩着の条件より EL100.0 m となる。

b. 静水池型の決定

当静水池の流入流速  $V_1 = 20.366 \text{ m/s}$ ，フルード数  $Fr = 5.924$ ，単位幅当り流量  $q = \frac{860.0}{3 \cdot 5.0} = 24.6 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$  より，強制跳水 USBR II 型を採用する。

c. 静水池諸元

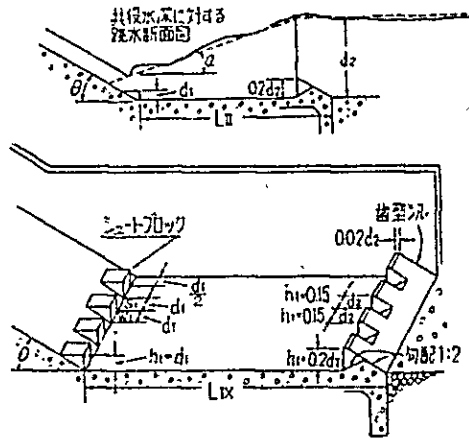
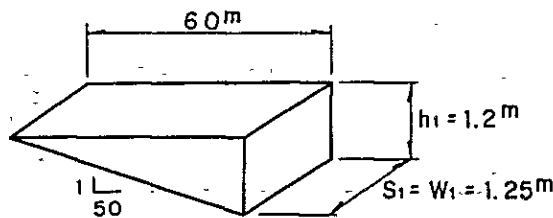


図 6. (46) II 型静水池の諸元

1) シュートブロック ( $d_1 = 1.206 \text{ m}$ ) (図 6. (47) 参照)



2) 歯形シル ( $d_2 = 9.519m$ ) (図6.(47) 参照)

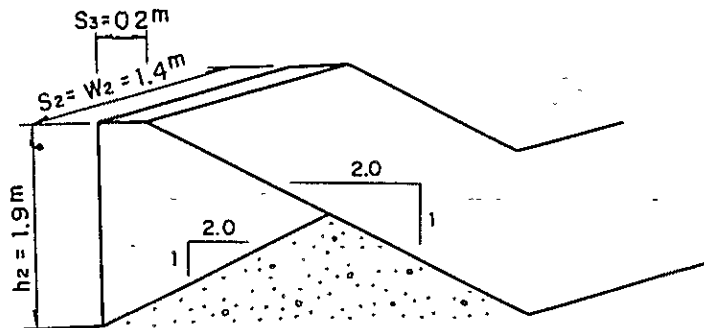


図 6. (47) シュートブロック, シルの寸法

3) 静水池長

$$L_{II} = 4.5 d_2 = 4.5 \times 9.519 = 42.836 \approx 43m \text{ となる。}$$

4) 余裕高 ( $F_b$ ) と側壁高 ( $H$ )

$$F_b = 0.1 (V_1 + d_2)$$

$$V_1 : \text{流入流速} \quad 20.366m/s$$

$$d_2 : \text{跳水深} \quad 9.519m$$

$$F_b = (20.366 + 9.519) = 2.989m$$

$$\text{従って, } H = 9.519 + 2.989 = 12.508 \approx 13.0m \text{ となる。}$$

④ チェック洪水量の検討

導水路水面形状の計算より, チェック洪水量 ( $1.045m^3/s$ ) 流下時の流入水深  $d_1 = 1.416m$ ; 流入流速  $V_1 = 2.1082m/s$ , フルード数  $Fr = 5.659$  である。

$$\text{跳水深 } d_2 = \frac{1.416}{2} (\sqrt{8 \times 5.659^2 + 1} - 1) = 10.646 < 13.0^m$$

であり, 側壁を越流することはない。

7. 構造設計

① 安定計算設計条件

a. 単位体積重量

$$\text{鉄筋コンクリート} \quad Wc_1 = 2.4 \text{ t}/m^3$$

$$\text{無筋コンクリート} \quad Wc_2 = 2.3 \text{ "}$$

$$\text{土 (湿潤)} \quad \gamma t = 1.8 \text{ "}$$

$$\text{" (飽和)} \quad \gamma_{sat} = 2.0 \text{ "}$$

土 (水中)	$\gamma_{sab} = 1.0$	t/m <sup>3</sup>
鋼材	$W_s = 7.85$	"
水	$\gamma_w = 1.0$	"

b. 土圧係数

埋戻し土の土圧係数は、クーロン土圧公式を使用する。

1) 常時

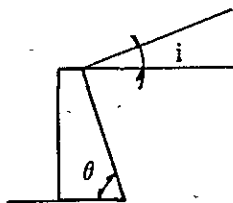
$$\text{主働土圧係数 } K_A = \frac{\sin^2(\phi + \theta)}{\sin^3 \theta \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin \phi \cdot \sin(\phi - i)}{\sin \theta \cdot \sin(\theta + i)}} \right\}^2}$$

$$\text{受働土圧係数 } K_P = \frac{\sin^2(\phi - \theta)}{\sin^3 \theta \left\{ 1 - \sqrt{\frac{\sin \phi \cdot \sin(\phi + i)}{\sin \theta \cdot \sin(\theta + i)}} \right\}^2}$$

2) 地震時

$$\text{主働土圧係数 } K_{AE} = \frac{\sin^2(\phi + \theta - \theta_0)}{\cos \theta_0 \cdot \sin^2 \theta \cdot \sin(\theta - \theta_0) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin \phi \cdot \sin(\phi - i - \theta_0)}{\sin(\theta - \theta_0) \cdot \sin(\theta + i)}} \right\}^2}$$

$$\text{受働土圧係数 } K_{PE} = \frac{\sin^2(\theta - \phi + \theta_0)}{\cos \theta_0 \cdot \sin^2 \theta \cdot \sin(\theta + \theta_0) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin \phi \cdot \sin(\phi + i - \theta_0)}{\sin(\theta + i) \cdot \sin(\theta + \theta_0)}} \right\}^2}$$



$$\theta_0 = \tan^{-1} K_H \quad (K_H : \text{設計水平震度})$$

$\phi$  : 内部摩擦角 30°

c. 地耐力 (許容支持力)

- 1) 岩盤 十分な地耐力が期待できる。
- 2) 地盤 30 t/m<sup>2</sup> (砂質地盤, N値 30~50) とする。

d. 安全率

表 6. (56) 安 全 率 等

	常 時	地 震 時	備 考
引張り力0の条件	$e \leq \frac{B}{6}$	$e \leq \frac{B}{3}$	
滑動に対する安全率	1.2 以上	1.2 以上	摩擦係数 0.7 (岩とコンクリート)
支持力 "	2.0 "	1.5 "	
揚圧力 "	1.0 "	—	

e. 上載荷重

1) 自動車荷重 (T-14)

$$q = \frac{W \cdot (1+i)}{a \cdot b}$$

W : 総重量 14 t

i : 衝撃係数 0.3

a, b : 車長, 車幅 7.0 × 2.75 m

$$q = \frac{14 \times (1+0.3)}{7.0 \times 2.75} = 0.945 \approx 1.0 \text{ t/m}^2$$

2) 群集荷重

$q = 0.3 \text{ t/m}^2$  とする。ただし、自動車荷重と群集荷重は、同時に作用するものと考えない。

f. 地下水外水圧

地下水は、ウィーブホール、ドレーンにより排水するが、壁高 3.0 m 以上の場合は、壁高の 1/2、3.0 m 以下の場合は、インバートより、1.0 m まで考える。

g. 設計震度

水平震度  $K_H = 0.075$

鉛直震度  $K_V = 0$

合震度  $K = K_H / (1 - K_V) = 0.075$

② 構造計算設計条件

a. 許容応力度

1) 鉄筋コンクリート

設計基準強度  $\sigma_{28} = 210 \text{ kg/cm}^2$

許容曲げ圧縮  $\sigma_{ca} = 70 \text{ "}$

許容せん断 (ハリ)  $\tau_a = 4.25 \text{ "}$

" (スラブ)  $\tau_a = 8.5 \text{ "}$

許容付着 (異形)  $\tau_{0a} = 15 \text{ "}$

2) 鉄筋 (SD30)

許容引長, 圧縮	$\sigma_{sa} = 1,800$	kg/cm <sup>2</sup>
許容付着 (異形)	$\tau_{oa} = 15$	"
継手, 定着長	$l$	30D 以上

ただし, 地震時は, 50%増とする。

b. 部材設計に関する諸数値

1) ヤング係数

鉄筋	$E_s = 2.1 \times 10^6$	kg/cm <sup>2</sup>
コンクリート	$E_c = 1.4 \times 10^5$	"
ヤング係数比	$n = E_s/E_c = 15$	

2) 鉄筋量と応力算定に用いる諸数値

鉄筋被り  $d_1 = d_2 = 10$  cm

$$k = \frac{1}{1 + \frac{\sigma_{sa}}{n \cdot \sigma_{ca}}} = 0.368$$

$$j = 1 - k/3 = 0.877$$

$$C_1 = 0.297$$

3) 鉄筋量と応力度算定式

日本農水省設計基準設計水路工 (その1) に準ずる。

4) 最小鉄筋量

単鉄筋の場合 (継目間隔 9 m 以下)

凍結, 直射光にさらされるスラブ, ライニング	0.2 %
" さらされない "	0.15 "

複鉄筋の場合 (継目間隔 9 m 以下)

土に接する面	0.1 "
土に接せず, 凍結, 直射光にさらされる面	0.2 "
" さらされない面	0.15 "

上記%は, コンクリート部材の全断面面積に対する比率で, 部材厚が 4.5 cm 以上については, 4.5 cm を限度とする。

以上の安定計算, 構造計算, 設計条件は, 洪水吐および転流工, 取水, 放流設備に適用する。

上記, 設計条件にもとずき, 安定・構造計算を行ない, 付属書に示す。

(6) 転流工設計

1. 転流工の選定

以下のA, B, C案について, 施工的, 経済的比較を行う。

A案……………全面縮切方式

仮排水トンネルの本数と内径の組合せのうち, 概略工事費の最小となる案。

B案……………半川縮切方式

非洪水期に, 本堤縮切を盛り上げるときの仮排水路として,  $D=4.0m$  トンネル1本を設置する案。

C案……………開渠方式

洪水吐地点の岩盤を切り下げ開渠として排水し, コンクリート縮切とする。仮排水路として,  $D=4.0m$  トンネル1本を設置し, 概略工事費の最小となる水路幅の案。

B, C案で, トンネル内径 $D=4.0m$ とした理由は次のとおりである。

1. 中国における施工例。
2. 非洪水期河川流量を流下しうる能力。

① A案(全面縮切方式)

仮排水トンネルの本数と内径の組合せを表6.(58)に示し, 各々の概略工事費を求め図6.(48)に示す。

以上の検討より, トンネル1本( $D=6.0m$ )をA案とする。

② B案(半川縮切方式)

3次調査にて設計され, 概略工事費が求められている。3次調査をB案とする。

③ C案(開渠方式)

図6.(51), (52)に示す越流部, 非越流部標準断面を用いて, 水路幅 $B=20, 30, 40m$ の3案について概略工事費を求めた結果を, 表6.(61)に示す。

以上の検討より,  $B=20m$ をC案とする。

④ 経済的比較

上述A, B, C案の経済比較結果を表6.(57)に示す。

表6.(57) 転流工の経済比較

(単位:百万元)

案	トンネル	洪水吐	仮縮切堤	計	備考
A	2.09	8.01	2.39	12.49	全面縮切方式
B	0.93	8.01	0.89	9.83	半川 "
C	-	12.45	0.81	13.26	開渠方式

注) 積算は日本円で行い, 中国元に換算した。

⑤ 施工的比較

C案は、経済的に不利であり、A、B案の比較を行なう。

a. A案(全面締切方式)

- 1) 全面的に基礎掘削ができ、堤体盛立て工程を制約しない。
- 2) 工事完成後は仮排水トンネルを、取水、放流設備に転用できる。
- 3) 中国の水利事業において、D=6.0mのトンネルが採用されていない実情に鑑み、大型トンネル機械の導入と、施工法の改良について検討する必要がある。

b. B案(半川締切方式)

中国の場合、仮排水流量の大きい転流方式では、堤敷の一部に河道を残す半川締切方式が多い。当方式には、次のような問題がある。

- 1) 仮排水のための、本堤部を盛り上げる時期が、9月20日～6月30日で、気象条件の悪い時期の施工となり、基礎処理を始め良質の施工ができない。とくに、ブランケット工法をとる場合、河道部の施工不良が生じやすい。
- 2) 仮設の材料運搬路及び、下流べ切等の工事量が増加する。
- 3) 過去における施工例で、仮排水河道部の堤体盛立ての施工不良によると推定されるダムの漏水が多い。
- 4) ダム本体は一体としてほぼ同じ標高で盛り上げることが、施工上の常識であり、とくに河道部を急速施工することは、ダム本体及び基礎に不等沈下、さらには好ましくない変形が起こる危険性が高い。
- 5) 河道部の急速施工による異常圧密間隙水圧の発生の危険が高く、世界的にも均一型ダムで10m/年の施工速度で滑動した例もあり、工法上問題がある。

以上の検討より、堤体の施工上有利なA案(全面締切方式)を採用する。



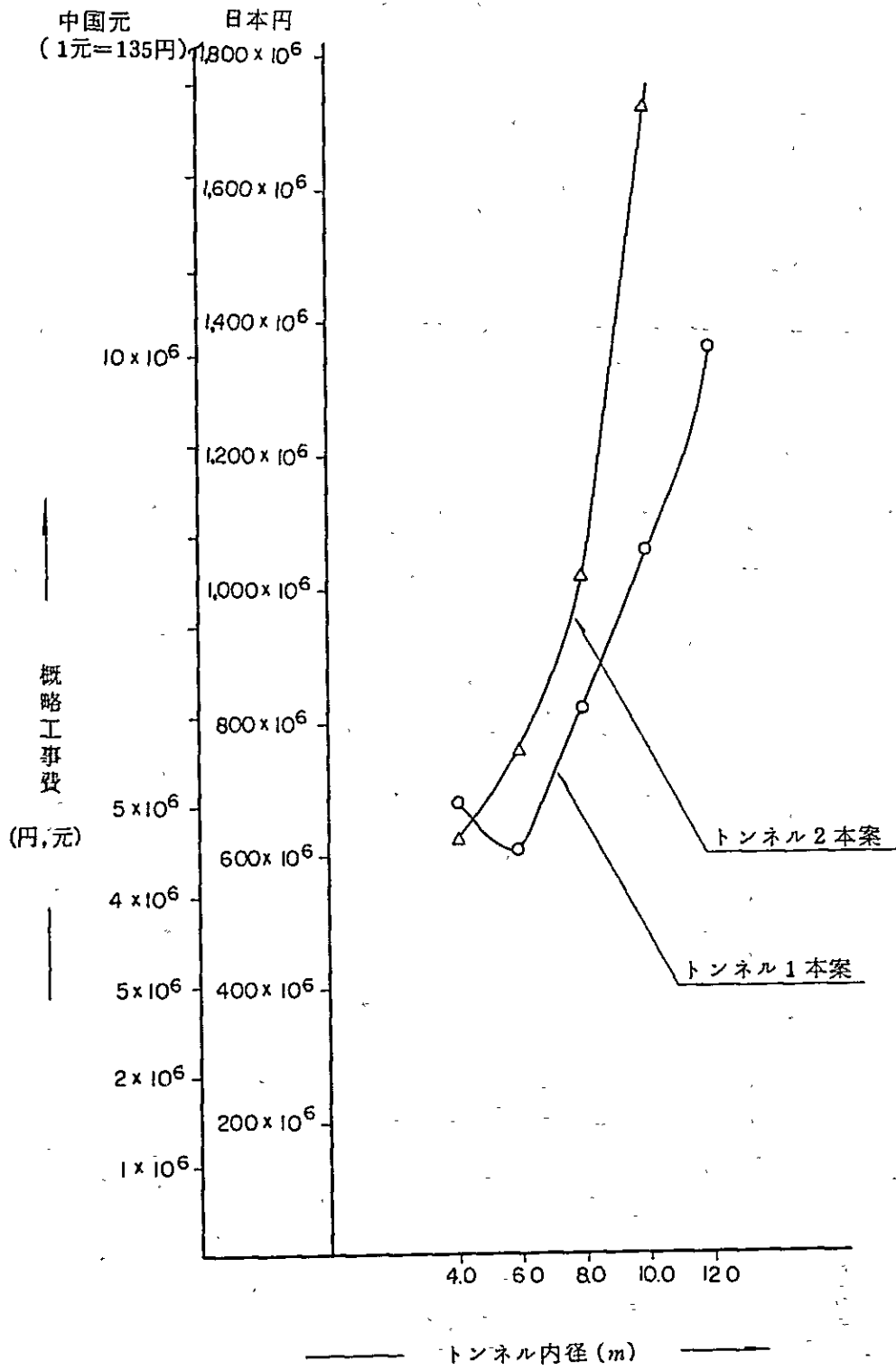


図 6. (48) トンネル径の変化と経済性

表 6. (58) トンネル径の変化と経済性

トンネル諸元	仮 縮 切 工 事 費		ト ン ネル 工 事 費		工 事 費	備 考
	天端標高	* 築 堤 量 ( $m^3$ )	* * 工 事 費 (円)	内 空 断 面 積 ( $m^2$ )		
1 本	径 ( $m$ )	EL.			(円)	
	4.0	124.0	553,000	12,566	$553 \times 10^6$	$679 \times 10^6$
	6.0	120.0	323,000	28,274	"	606 "
	8.0	120.0	323,000	50,265	"	826 "
	10.0	119.0	276,000	78,540	"	1,061 "
12.0	119.0	276,000	113,097	"	1,407 "	
2 本	4.0	121.0	374,000	25,132	374 "	625 "
	6.0	118.0	234,000	56,548	234 "	800 "
	8.0	118.0	234,000	100,530	234 "	1,239 "
	10.0	117.0	196,000	226,194	196 "	1,767 "

注) 1. 築堤量(V)は標準断面積(A)(天端幅: 4.0 m, 床掘標高: EL. 106.0, 上流勾配: 1 : 2.5; 下流勾配: 1 : 2.0)と延長(L)の積で求めた。

$$V = A \times L = \{ 2.25(H-106)^2 + 4(H-106) \} \times (10H-550)$$

2. 仮縮切工事費は、1 m当たり単価を1,000円として求めた。

3. トンネル工事費は、トンネル延長を200 mとし、1 m当たり単価を50,000円として求めた。

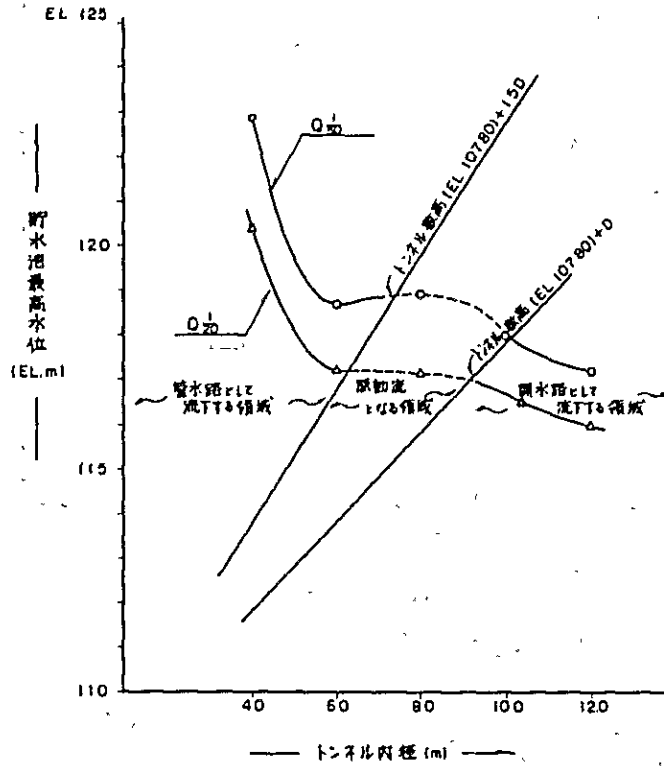


図 6. (49) トンネル径と貯水深 (1 本案)

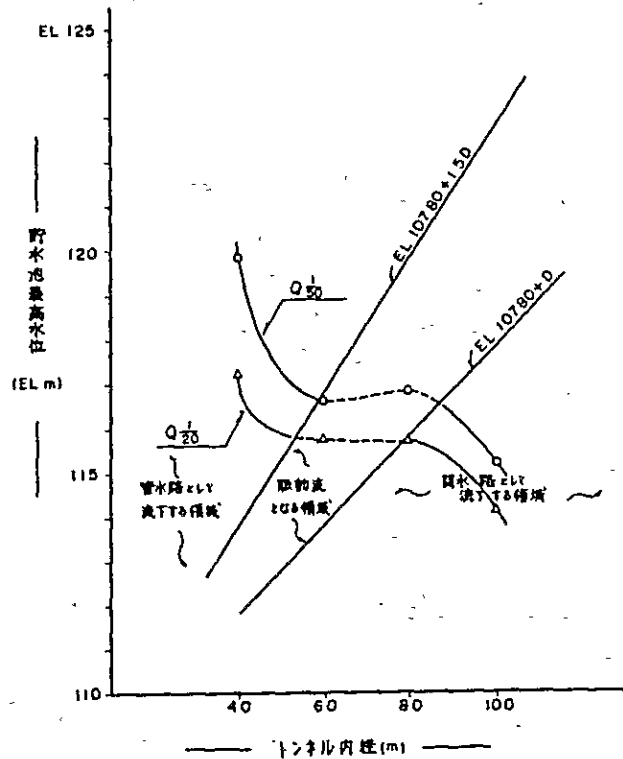


図 6. (50) トンネル径と貯水深 (2 本案)

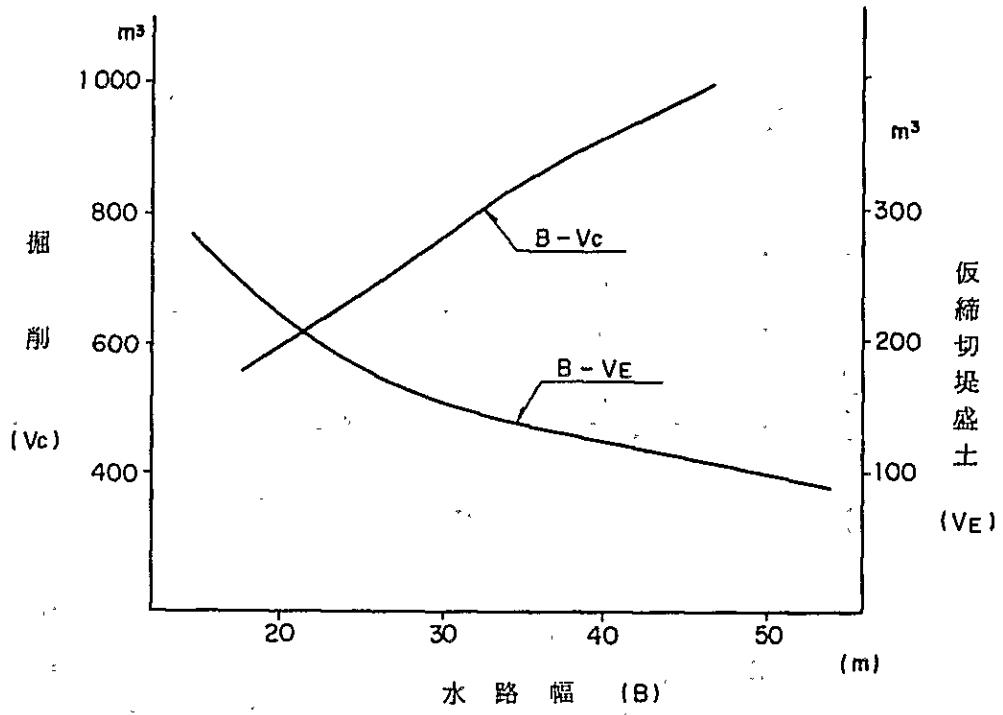


図 6. (51) 開渠案の工事数量

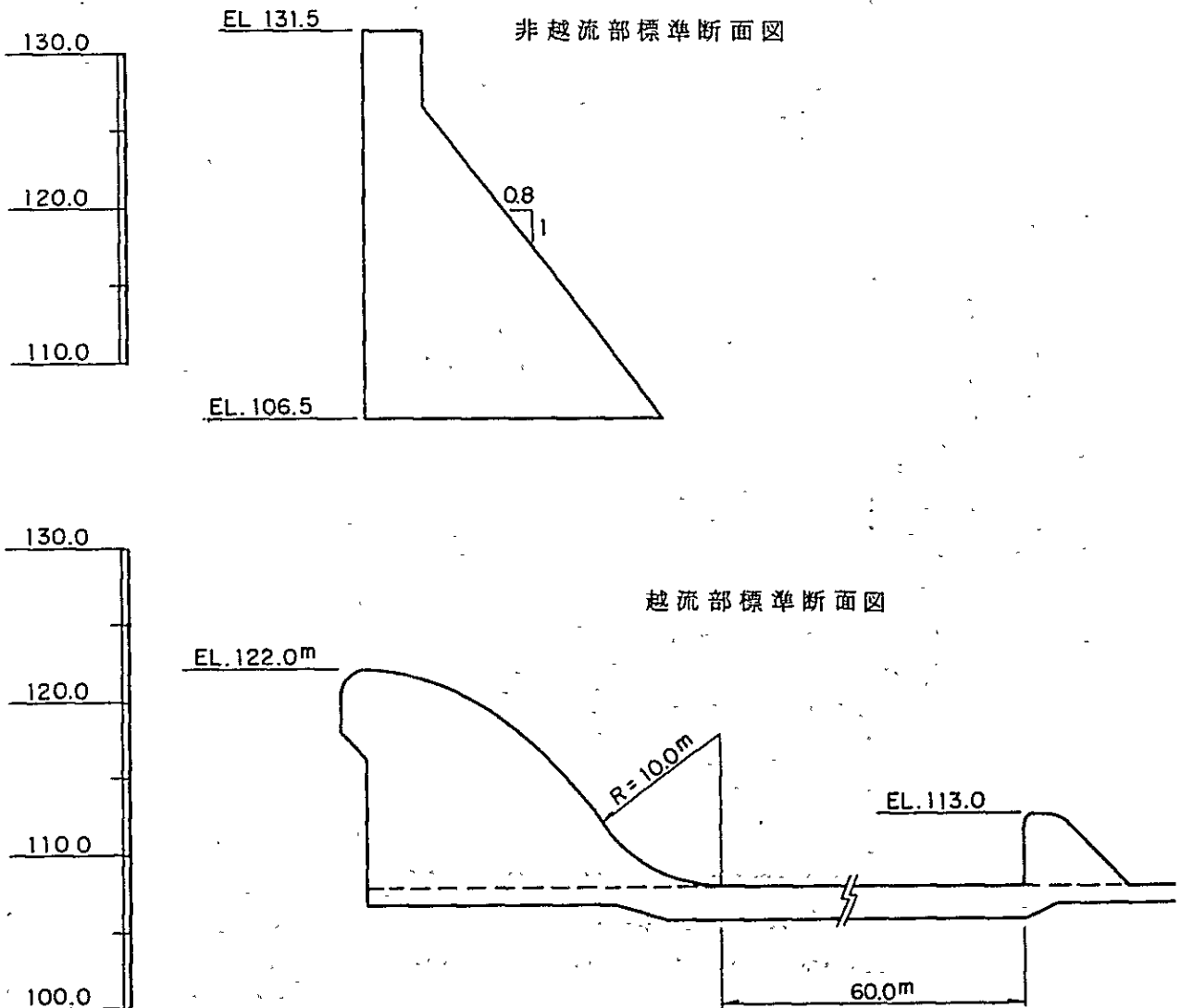


図 6. (52) 開渠案流入部の標準断面図

表 6.(59) 仮排水路トンネル

洪水調節計算結果(トンネル1本案)

対象流入量 ( $m^3/s$ )	内径 ( $m$ )	貯水池 最高水位 (WL $m$ )	最高貯留量 ( $\times 10^6 m^3$ )	ピーク 流出量 ( $m^3/s$ )	ピーク流出 時流入量 ( $m^3/s$ )	仮縮切 天端標高 (EL $m$ )
$Q_{Ipeak}=60995 \frac{m^3}{s}$ ( $\frac{1}{20}$ 確率) 1957年型	4.0	120.4	138.4	132.6	129.8	122.0
	6.0	117.2	64.6	302.9	283.4	119.0
	8.0	117.1	62.7	308.6	283.4	119.0
	10.0	116.6	53.8	266.3	283.4	118.0
	12.0	116.2	47.3	302.5	283.4	118.0
$Q_{Ipeak}=84318 \frac{m^3}{s}$ ( $\frac{1}{50}$ 確率) 1957年型	4.0	122.9	217.1	145.2	139.0	124.0
	6.0	118.7	95.8	326.9	334.3	120.0
	8.0	118.9	100.3	407.8	407.2	120.0
	10.0	118.0	80.3	426.4	407.2	119.0
	12.0	117.1	62.7	415.1	407.2	119.0

表 6.(60) 仮排水

洪水調節計算結果(トンネル2本案)

対象流入量 ( $m^3/s$ )	内径 ( $m$ )	貯水池 最高水位 (WL $m$ )	最高貯留量 ( $\times 10^6 m^3$ )	ピーク 流出量 ( $m^3/s$ )	ピーク流出 時流入量 ( $m^3/s$ )	仮縮切 天端標高 (EL $m$ )
$Q_{Ipeak}=60995 \frac{m^3}{s}$ ( $\frac{1}{20}$ 確率) 1957年型	4.0	117.2	64.6	229.4	217.9	119.0
	6.0	115.7	39.8	428.5	411.1	117.0
	8.0	115.3	34.3	379.4	411.1	117.0
	10.0	114.1	21.1	474.3	501.2	116.0
$Q_{Ipeak}=84318 \frac{m^3}{s}$ ( $\frac{1}{50}$ 確率) 1957年型	4.0	119.8	122.4	259.5	251.5	121.0
	6.0	116.6	53.8	558.7	504.8	118.0
	8.0	116.8	57.3	465.8	504.8	118.0
	10.0	115.2	33.0	607.0	635.6	117.0

注.) 上記結果は、概略水理計算による。

表 6.(61) 開渠方式の概算工事費（洪水吐を仮排水路にも兼用する案）

工 種	B = 20 m		B = 30 m		B = 40 m	
	数 量	工 事 費 (円)	数 量	工 事 費 (円)	数 量	工 事 費 (円)
掘	599 千 $m^2$	898.5×10 <sup>6</sup>	764 千 $m^2$	1.146×10 <sup>6</sup>	907 千 $m^2$	1.360×10 <sup>6</sup>
コンクリート（無筋）	18,600 $m^2$	446.4	22,700 $m^2$	544.8	26,800 $m^2$	643.2
コンクリート（鉄筋）	11,200 $m^2$	336.0	11,200 $m^2$	336.0	11,200 $m^2$	336.0
仮締切堤盛土	EL.1195 220 千 $m^2$	110.0	EL.1171 155 千 $m^2$	77.5	EL.1151 125 千 $m^2$	62.5
計		1,790.9×10 <sup>6</sup> (円)		2,104.3×10 <sup>6</sup> (円)		2,402.2×10 <sup>6</sup> (円)

注) 各工種の単価は右のとおり

掘 削 1,500 円/ $m^2$

コンクリート（無筋） 24,000 円/ $m^2$

コンクリート（鉄筋） 30,000 円/ $m^2$

盛 土 500 円/ $m^2$ （掘削土の流用を考慮）

## 2. 仮排水トンネル路線の選定

仮排水トンネルは、非洪水期の仮回し水路とし、完成後には取水、放流設備として利用する条件として検討する。路線の選定に際しては、下記の事項に留意する。

- ① 路線は、直線形が水理、施工的に有利である。
- ② トンネル延長は短いほど経済的であるので、堤体・基礎工事に影響しない範囲で短くする。
- ③ 仮排水路出口は、ダム下流側発電施設と河川に悪影響を及ぼさない位置とする。
- ④ 貯水池完成後において、取水・放流設備の一部として利用する場合には、これに付属して設けられる諸施設の規模・位置を考慮する。

本ダムでは、トンネル路線について左岸案、右岸案が考えられるが、次の理由により右岸案とする。(図6.(53) 参照)

- ① 右岸案は、左岸案に比べ約78m延長が短い。
- ② 右岸案は、直線形の路線が得られる。
- ③ 出口部付近に十分なスペースが得られ、発電施設、取水・放流設備の設置に対して支障がない。

## 3. 対象流量

対象流量は、ダム型式、洪水特性、工事期間中の出水度数と越流時の被害を考慮し、20年確率洪水流入量波形とする。ただし、貯留効果を考慮する。

## 4. 水理計算

仮排水トンネルの勾配( $\frac{1}{2,000}$ )は、常流勾配である。水理的規定点と流量特性は次のとおりである。

- ① トンネル流入口が潜設しない場合 ( $H/D < 1$ )

開水路流で、水理的規定点は流出口にあり、自由放流となる場合は、トンネル流出口で限界水深が発生する。トンネルの流下能力は、限界水深によって規定される。

- ② トンネル流入口が潜設する場合 ( $H/D \geq 1.5$ )

満流となり、トンネルの流下能力は、有効水頭によって規定される。

- ③ トンネル上流水位が  $1 \leq H/D < 1.5$  の場合

開水路流から満流への遷移流況で、流量は脈動する。

H : トンネル上流側水深

D : トンネル内径

開水路流、満流の場合の、水理計算を付属書に示す。

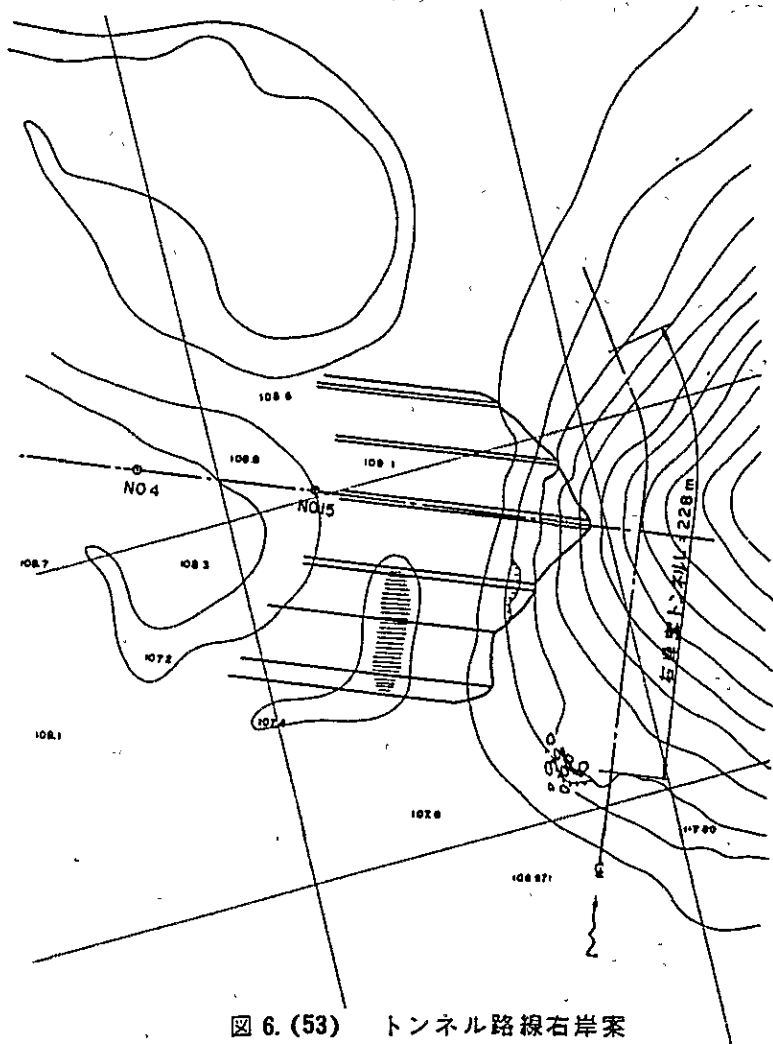


図 6. (53) トンネル路線右岸案

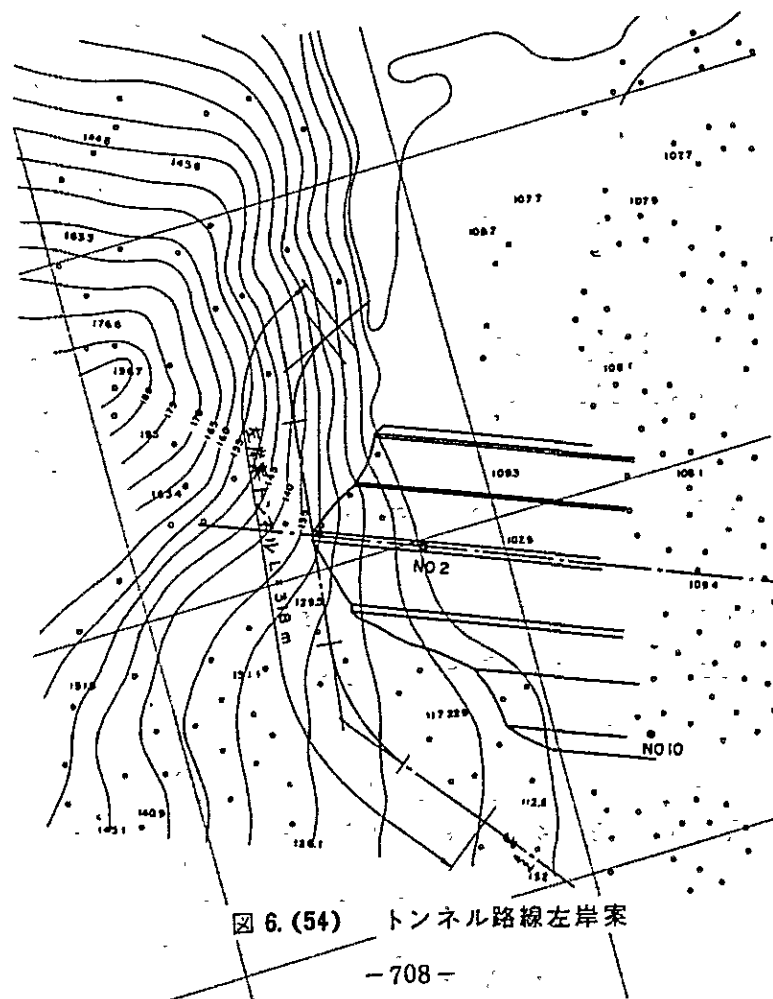


図 6. (54) トンネル路線左岸案



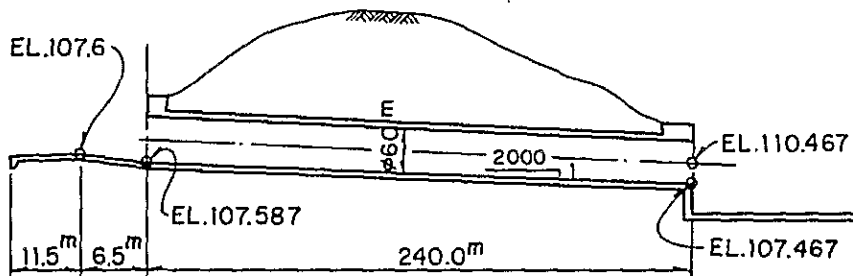


図 6. (55) トンネル縦断面図

水理計算結果より、貯水池水位～放流量は、表 6. (62)、図 6. (56) のとおりとなる。

表 6. (62) 水位～放流量

貯水池水位	放流量 ( $m^3/s$ )	流 況
107.6	0	開水路流
109.353	10.0	
110.614	30.0	
111.533	50.0	
112.735	80.0	
113.467	100.0	
114.610	130.0	
115.068	140.0	
↓	(直線変化)	遷移流
116.587	212.850	満 流
117.0	219.915	
118.0	236.147	
119.0	251.333	
120.0	265.652	
121.0	279.238	
122.0	292.193	
123.0	304.597	
124.0	316.516	
125.0	328.001	
126.0	339.098	
127.0	349.844	
128.0	360.268	
129.0	370.400	
130.0	380.262	

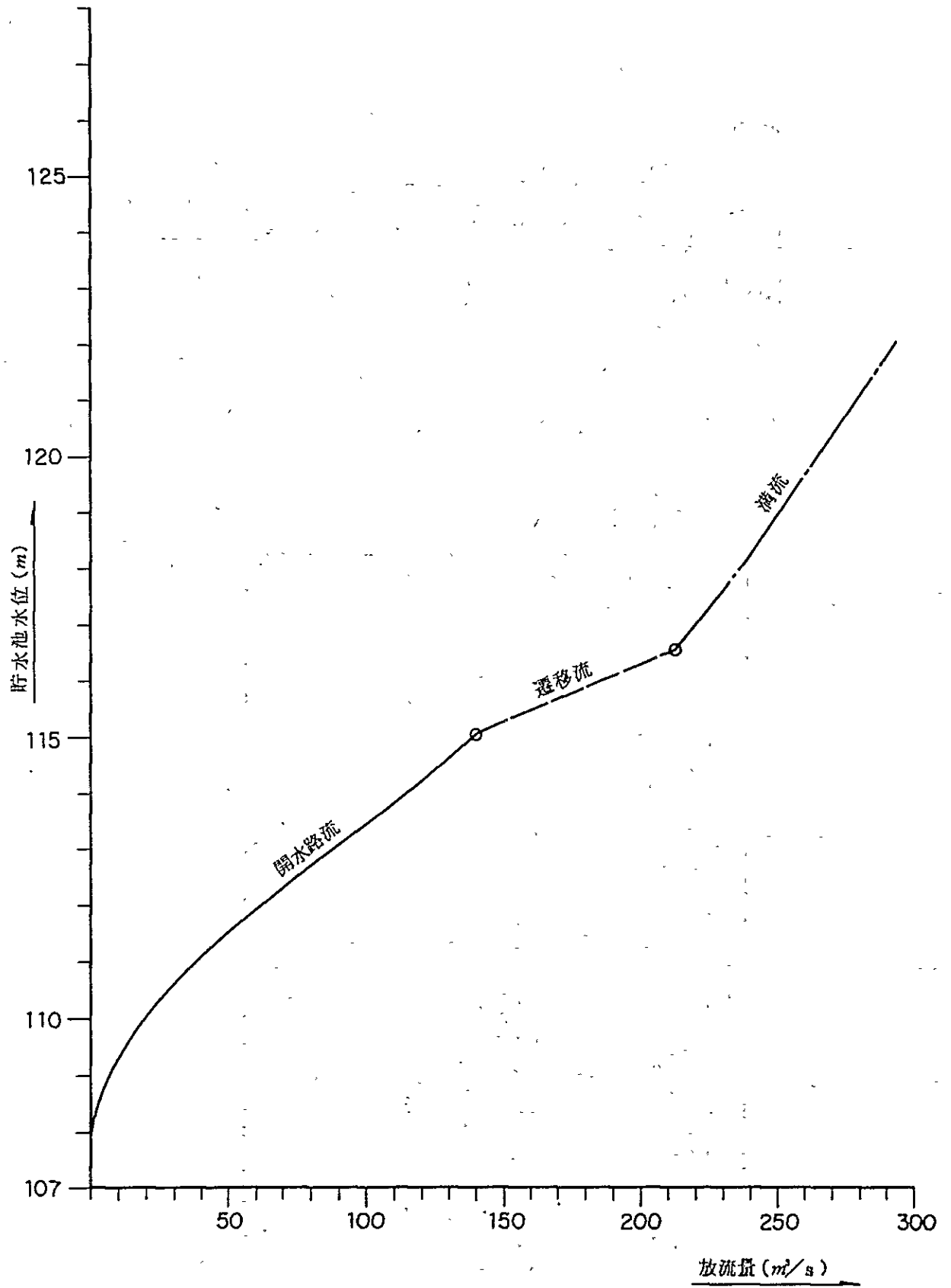


圖 6. (56) 水位~放流量曲線

### 5. 仮縮切堤頂標高

20年確率洪水流入量波形と、貯水位～放流量曲線および、貯水位～貯水面積・貯水量を用いて、仮排水時の最高水位、最大放流量を求めた。計算結果を表6.(63)に示す。

表 6. (63) 仮排水時最高水位と最大放流量

最高水位	WL. 118.049m
最大放流量	236.9m <sup>3</sup> /s

「設計基準設計ダム」より、仮縮切堤の高さは、土石構造の場合、（仮排水路上流側設計水位）+（1.0～2.0m程度の余裕高）とある。したがって、上流側仮縮切堤頂標高を、EL.119.5 (Fb=14.51m)とする。

### 6. 減勢工の設計

最大放流量  $Q=236.9\text{m}^3/\text{s}$  の波勢効果を、図6.(57) 示す静水池について求めた。計算結果は、

跳水後エネルギー ( $E_u=112.64\text{m}$ ) < 静水池下流エネルギー ( $E_D=114.633\text{m}$ ) となり完全減勢する。計算は付属書に示す。

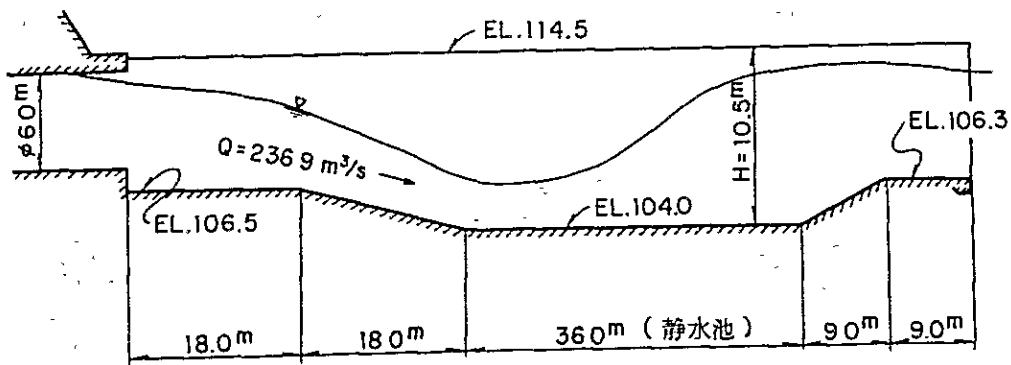


図 6. (57) 減勢工縦断面図 (B=7.0m)

### 7. トンネルの構造設計

#### ① 内空断面の形状

トンネル出口に、調節部を設けるので、全線内水圧をうける圧力トンネルとして設計する。

表 6. (64) 仮排水放流量の計算

時刻 (hr : min)	流入量 ( $m^3/s$ )	水位 (m)	流出量 ( $m^3/s$ )	貯水量 ( $m^3$ )
0:00	9.380	109.350	9.983	759800.0
6:00	9.380	109.334	9.894	747768.6
12:00	9.380	109.321	9.817	737520.6
18:00	9.380	109.310	9.753	728791.7
24:00	9.380	109.300	9.697	721356.7
30:00	9.380	109.292	9.650	715023.8
36:00	9.380	109.285	9.610	709629.6
42:00	9.380	109.279	9.576	705035.0
48:00	9.380	109.274	9.547	701121.4
54:00	9.390	109.269	9.523	697890.4
60:00	9.410	109.266	9.505	695440.4
66:00	9.490	109.265	9.497	694367.3
72:00	9.680	109.267	9.510	696176.7
78:00	10.130	109.278	9.570	704173.3
84:00	11.100	109.305	9.727	725292.3
90:00	12.930	109.365	10.189	771246.6
96:00	16.020	109.465	11.772	847930.5
102:00	20.370	109.570	13.448	968028.6
108:00	25.390	109.708	15.626	1149570.6
114:00	30.450	109.886	18.457	1385587.3
120:00	35.040	110.056	21.156	1662125.8
126:00	44.480	110.224	23.813	2037146.9
132:00	73.090	110.534	28.726	2744973.1
138:00	140.570	111.100	40.571	4320908.0
144:00	263.560	112.012	61.967	7603152.5
150:00	395.790	113.049	88.580	13107788.2
156:00	451.560	113.984	113.565	20069960.3
162:00	443.410	114.697	131.894	27071462.4
168:00	405.430	115.220	147.281	33242882.8
174:00	360.760	115.587	164.892	38133892.4
180:00	316.940	115.839	176.970	41753697.0
186:00	276.500	116.011	185.219	44244294.2
192:00	241.290	116.107	189.819	45781382.0
198:00	211.660	116.154	192.103	46544774.1
204:00	187.360	116.164	192.558	46696967.1
210:00	167.530	116.144	191.606	46378609.6
216:00	151.230	116.102	189.583	45702713.4
222:00	137.890	116.043	186.761	44759466.7
228:00	127.160	115.969	183.211	43624429.9
234:00	118.510	115.881	179.010	42365103.8
240:00	111.430	115.788	174.554	41029632.5
246:00	105.650	115.693	169.961	39653182.1
252:00	100.950	115.596	165.324	38263374.2
258:00	97.030	115.500	160.709	36880481.3
264:00	93.650	115.395	155.698	35522868.3
270:00	101.360	115.302	151.242	34315779.3
276:00	141.870	115.255	148.992	33706279.8
282:00	238.180	115.322	152.185	34571469.1
288:00	403.080	115.584	164.754	38092483.6
294:00	558.800	116.039	186.587	44701484.8
300:00	609.950	116.554	211.289	53027931.0
306:00	572.720	117.020	220.236	61127909.2
312:00	501.230	117.376	226.015	67904505.5
318:00	430.890	117.638	230.265	73040546.4
324:00	371.640	117.819	233.214	76700346.6
330:00	323.270	117.941	235.185	79145086.3
336:00	283.390	118.012	236.332	80603119.6
342:00	252.430	118.043	236.805	81279237.1
348:00	229.290	118.047	236.866	81365533.2
354:00	212.180	118.031	236.623	81019267.7
360:00	199.340	118.001	236.160	80357288.9
366:00	189.080	117.956	235.437	79458655.1
372:00	180.040	117.902	234.559	78368931.1
378:00	171.660	117.840	233.546	77111526.3
384:00	163.830	117.770	232.410	75702286.0
390:00	157.020	117.693	231.168	74160654.4
396:00	151.780	117.612	229.843	72516663.3
402:00	148.070	117.527	228.463	70805268.4
408:00	145.580	117.436	226.998	69057487.8
414:00	143.190	117.343	225.490	67289306.5
420:00	139.720	117.249	223.956	65490653.2
426:00	135.140	117.152	222.377	63638647.7

最大貯水時 = 346hr00 min  
 " 水位 = 118.049 (m)  
 " 貯水量 = 81392401.9 ( $m^3$ )  
 最大貯水時 = 66hr10 min  
 " 水位 = 109.265 (m)  
 " 貯水量 = 694364.8 ( $m^3$ )

内水圧の水頭が,

洪水時満水位	EL 128.0
トンネル出口中心線	EL.110.467
内水圧	17.54 m

と10 m以上であり, 円形とする。

② 最小土かぶり厚さ

内水圧の一部を, 地山に受持たせることのできる最小土かぶり厚さは, 次式により求める。

$$H_r \geq C_r \cdot H_p$$

$$C_r = \frac{1}{\gamma_r - 1}$$

$H_r$  : 地山の最小土かぶり厚さ (m)

$H_p$  : 全内水圧の水頭高さ 17.54 m

$C_r$  : 地山の最小土かぶり比

$\gamma_r$  : 地山の単位体積重量 2.5 t/m<sup>3</sup>

したがって

$$H_r \geq \frac{1}{2.5 - 1} \times 17.54 = 11.75 \text{ m} \quad \text{となる。}$$

③ トンネルタイプ

支保工タイプとライニングタイプの組合せにより, トンネルタイプをB, C, D1, D2の4タイプに区分する。

表 6. (65) トンネルタイプ

タイプ	最小土かぶり	地質状況	支保工タイプ	ライニングタイプ
B	$H_r \geq 11.75 \text{ m}$	キ裂のあるやや風化した岩 $V_p = 3.0 \sim 4.5 \text{ km/s}$	鋼アーチ支保工 アーチ: 掛矢板 側壁: "	鉄筋コンクリート
C	"	風化岩, 破碎帯 $V_p = 1.8 \sim 3.0 \text{ km/s}$	鋼アーチ支保工 アーチ: 送り矢板 側壁: 掛矢板	"
D1	"	著しい風化岩, 断層破碎帯 $V_p < 1.8 \text{ km/s}$	鋼アーチ支保工 アーチ: 縫地矢板 側壁: 掛, 縫地矢板	"
D2	$H_r < 11.75$	著しい風化岩, 軟質土砂 $V_p < 1.8 \text{ km/s}$	"	"

注)  $V_p$  : 弾性波速度

地質条件と支保工の種類への対応は、無圧トンネルの場合に従い、ライニングの種類によるタイプは、荷重条件、地山のかぶり等によって定まる、設計巻厚、鉄筋の配置計画によって区分する。

④ 巻厚線と支払線

a. 設計巻厚（D線、A線）

圧力トンネルライニングの設計巻厚の標準は、 $\frac{D_i}{10} \geq 30 \text{ cm}$ 。（ $D_i$ ：内空断面直径 600cm）である。タイプB、C、D1は、60cmとする。D2タイプは、これによると不利となるので、90cmとする。

ただし、複鉄筋コンクリートとし、支保工リブ前面線を設計巻厚線（D線）とする。

b. 支払線

1) 掘削支払線

設計巻厚を確保するために必要な支保工厚さと、余掘り厚さを見込んで決定する。

表 6. (66) 掘削支払線

トンネルタイプ	トンネル内径	設計巻厚	支保工厚さ	余掘り厚さ	掘削断面直径
B	6.0m	0.6m	0.175m	0.25m	8.05m
C	6.0	0.6	0.175	0.21	7.97
D1	6.0	0.6	0.2	0.17	7.94
D2	6.0	0.9	0.2	0.17	8.54

余掘り厚さは、日本農水省「土地改良事業等標準歩掛」より求めた。

2) コンクリート支払線

表 6. (67) コンクリート支払量

トンネルタイプ	設計巻厚	支保工厚さ	余支払量	支払量
B	0.6m	0.175m	0.13m	0.91m
C	0.6	0.175	0.07	0.85m
D1	0.6	0.2	0.06	0.86m
D2	0.9	0.2	0.06	1.16m

⑤ 支保工

a. 支保工に作用する荷重

荷重は、ゆるみ地圧を考慮する。ゆるみ高さを表 6. (68) に示す。

表 6. (68) ゆるみ高さ

トンネルタイプ	掘削断面直径 $D_e$	ゆるみ高さ
B	8.05m	0.5 $D_e = 4.03m$
C	7.97	1.0 $D_e = 7.97$
D1	7.94	2.0 $D_e = 15.88$
D2	8.54	2.0 $D_e = 17.08$

b. 掘削方式と支保工型式

内空断面直径が 6.0 m と大断面であるので、上部半断面先進工法となり、半断面リブポスト型を採用する。支保工型式を、表 6. (69) に示す。

表 6. (69) 支保工型式

トンネルタイプ	支保工規格	断面積 ( $cm^2$ )	断面係数 ( $cm^4$ )
B	H-175×175	51.21	330
C	H-175×175	51.21	330
D1	H-200×200	63.53	472
D2	H-200×200	63.53	472

c. アーチ部軸力

近似計算として、次式により求める。

$$T = 0.5 \cdot D_e \cdot \gamma_r \cdot H$$

$T$  : 支保工に作用する軸方向力 (t)

$D_e$  : 掘削断面直径 (m)

$\gamma_r$  : 地山単位体積重量 2.5 t/m<sup>3</sup>

$H$  : ゆるみ高さ (m)

表 6. (70) 軸力計算表

トンネルタイプ	$D_e$ (m)	$\gamma_r$ (t/m <sup>3</sup> )	$H$ (m)	$T$ (t)
B	8.05	2.5	4.03	40.55
C	7.97	2.5	7.97	79.40
D1	7.94	2.5	15.88	157.61
D2	8.54	2.5	17.08	182.33

d. アーチ部最大曲げモーメント

最大曲げモーメントMを、次式により求める。

$$M = 0.86 \cdot h \cdot T \text{ (t} \cdot \text{m)}$$

$$h : \text{アーチライズ } h = R - \sqrt{R^2 - (c/2)^2}$$

c : ブロッキング間隔

表 6. (71) 最大曲げモーメント計算表

トンネル タイプ	C (m)	R (m)	h (m)	T (t)	M (t·m)
B	0.8	3.688	0.022	40.55	0.767
C	0.8	3.688	0.022	79.40	1.502
D1	0.6	3.7	0.012	157.61	1.627
D2	0.4	4.0	0.005	182.33	0.784

e. 支保工に生ずる応力度

トンネル1m当たりの支保工に生ずる応力度 $\sigma_s$ は次式により求める。

$$\sigma_s = \frac{T}{A} + \frac{M}{Z}$$

T : 軸力 (kg)

A : 支保工部材断面積 (cm<sup>2</sup>)

M : 最大モーメント (kg·cm)

Z : 支保工部材断面係数 (cm<sup>3</sup>)

表 6. (72) 支保工応力度

トンネル タイプ	T (kg)	A (cm <sup>2</sup> )	M (kg·cm)	Z (cm <sup>3</sup> )	$\sigma_s$ (kg/cm <sup>2</sup> )
B	40,550	51.21	76,700	330	1,024.3
C	79,400	51.21	150,200	330	2,005.6
D1	157,610	63.53	162,700	472	2,825.6
D2	182,330	63.53	78,400	472	3,036.1

f. 支保工間隔

支保工間隔 $l$ は、次式により求められる。

$$l = \frac{\sigma_{sa}}{\sigma_s} = \frac{1,820}{\sigma_s}$$

$\sigma_{sa}$  : 支保工部材の許容応力度でSS41の30%増として、

$1,400 \times 1.3 = 1,820 \text{ kg/cm}^2$  とする。

$\sigma_s$  : トンネル1m当り応力度



表 6. (73) 支保工間隔

トンネル タイプ	$\sigma_s$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$l$ (m)	採用 間隔 (m)
B	1,024.3	1.78	1.5
C	2,005.6	0.91	0.9
D1	2,825.6	0.64	0.6
D2	3,036.1	0.6	0.6

⑥ ライニングの構造設計

a. タイプ B, C, D1 の荷重の種類と組合せ

内水圧, 外水圧, グラウト注入圧を考慮する。

- 1) 内水圧……トンネル中心における静水圧と水撃圧を加算した値を設計内水圧とする。水撃圧は, 静水圧の 50% とする。

$$P_i = 17.54 \text{ m} \times 1.5 = 26.31 \text{ m} \approx 2.7 \text{ kg/cm}^2$$

- 2) 外水圧……インバート下面から地下水位までの水頭を, 設計外水位とする。ボーリング B-3 より地下水位は, EL131.75m である。

$$P_e = \text{EL. } 107.467 \text{ m} - \text{EL}131.75 \text{ m} - 0.6 \text{ m} = 24.88 \text{ m} \\ \approx 2.5 \text{ kg/cm}^2$$

- 3) グラウト注入圧……最大注入圧力を設計グラウト注入圧とする。高压グラウトでは内水圧の 2 倍とする。

$$P_g = 17.54 \times 2 = 35.08 \text{ m} \approx 3.6 \text{ kg/cm}^2$$

円形断面の場合の組合せは, 上記荷重が別個に作用する。

b. タイプ D2

当タイプは, 最小土かぶり厚さが限界以下であるので, 埋設構造物として設計する。

荷重の種類と組合せを表 6. (74) に示す。

表 6. (74) 荷重の種類と組合せ

荷 重		組 合 せ	
		ケース1	ケース2
①	自 重	○	○
②	等分布垂直 荷 重	水中土圧	○
		外 水 圧	○
③	等分布水平 荷 重	水中土圧	○
		外 水 圧	○
④	三角形水平 荷 重	水中土圧	○
		外 水 圧	○
⑤	充滿水による静水圧	○	
⑥	圧力水 "	○	

外水圧は、地下水面からインバート下面までとり、水中土圧は、ゆるみ荷重として、全ゆるみ荷重の30%を考慮する。

c. トンネル部の応力と鉄筋量

応力と鉄筋量の計算を行ない付属書に示す。トンネル部配筋計画を図 6. (58) に示す。

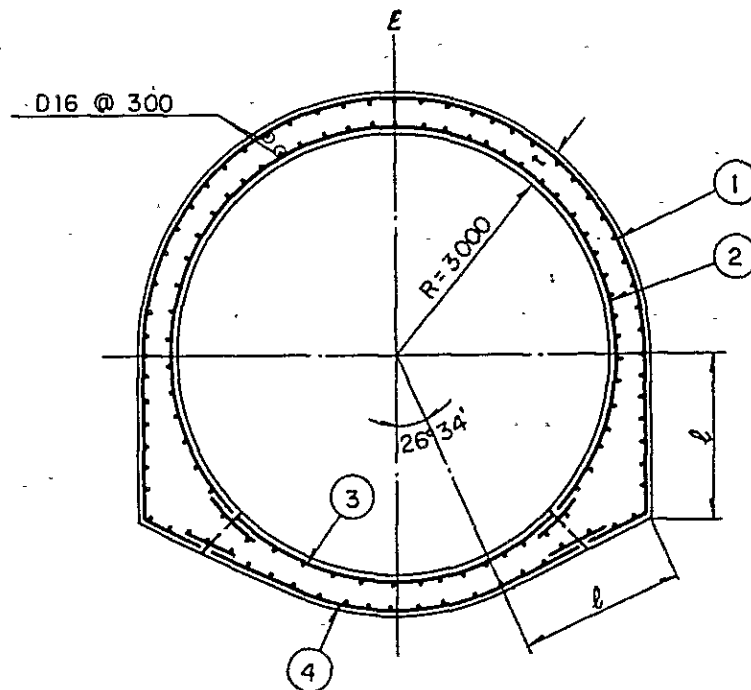


図 6. (58) トンネル部配筋計画

表 6. (75) トンネル部配筋表

タイプ	B	C	D 1	D 2
t (mm)	600	600	600	900
ℓ (mm)	2,225	2,225	2,225	2,410
①	D19 @ 300	D19 @ 300	D29 @ 300	D29 @ 150
②	D19 @ 300	D19 @ 300	D29 @ 300	D29 @ 300
③	D19 @ 300	D19 @ 300	D29 @ 300	D32 @ 300
④	D19 @ 300	D19 @ 300	D29 @ 300	D19 @ 300

(7) 取水・放流設備設計

1. 位置, 形式の選定

仮排水路トンネルを, 取水・放流設備の導水部として利用する。トンネル入口部に取水部を設け, トンネル出口部に調節部を設ける。

① 取水部

温水取水を考慮する必要がないため, 工事費が安価で, 貯水池の水頭を有効利用できる, ドロップインレットとする。

② 導水部

仮排水路トンネルを利用する。取水部から圧力トンネルにして堤外へ導水し, トンネル外減勢工で減勢し, 本河川に導水する。強制跳水型減勢工を採用する。

③ 調節部

調節部を, トンネル出口部に設置するため, 仮排水路施工時にあらかじめ調節部のスペースを確保しておく。主ゲートは, 高圧ラジアルゲート, 副ゲートは, 高圧ローラーゲートを採用する。また, 微少流量の制御用として, ジェットフローゲートを計画する。

2. 放流量

当取水, 放流設備の機能, 放流量と貯水池水位の範囲を表 6. (76) に示す。

表 6. (76) 機能と放流量

機能	流 量 (m <sup>3</sup> /s)	対象水位 (EL. m)
洪水調節・洪水吐の一部	0~80	124.2 ~ 128.0
利 水 放 流	0~45	115.3 ~ 125.8
貯水位低下・ダム管理	規定放流時間と管路系により決定される。	115.3 ~ 124.2
河川正常機能維持	0~10	115.3 ~ 125.8

注) 洪水調節放流開始水位 : EL. 124.2m  
 " 制限水位 : EL. 128.0m  
 死水位 : EL. 115.3m  
 非洪水期利水満水位 : EL. 125.8m  
 利水満水位 : EL. 124.2m

当設備は、以上の機能を統合する。

3. 水理計算

当ダムでは、貯水池水位低下用放流流量が、他の機能の放流量より大きいので、水位低下用放流の目的を達するよう設計を行い、次に最低水位時に最大放流量が放流できるか検討する。

① 貯水位低下

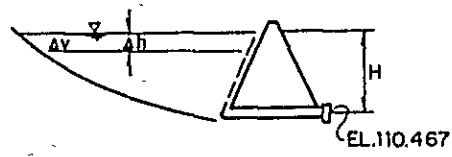
a. 規定放流時間

利水容量 (EL. 115.3m ~ EL. 124.2m, V=230×10<sup>6</sup> m<sup>3</sup>) の、50%を、20~30日で放流する。すなわち、EL. 120.8m ~ EL. 124.2, V=115×10<sup>6</sup> m<sup>3</sup>を、20~30日で放流する。

b. 放流時間 (T)

放流時間を、次式により求める。

$$\left\{ \begin{aligned} T &= \sum \Delta T = \sum \frac{\Delta V}{K \sqrt{2g(H - \frac{\Delta h}{2})}} \\ K &= \sum \frac{\Delta V}{\sqrt{2g(H - \frac{\Delta h}{2})}} / T = \frac{1}{\sqrt{\sum (f_i/a_i^2)}} \end{aligned} \right.$$



ΔT : 貯水池水位が、HからΔh (ΔV) 低下するのに要する時間

f<sub>i</sub> : 管路系ある点の水頭損失係数

a<sub>i</sub> : " 管断面積

上式を用いて、Kを求め、結果を表6.(77)に示す。

表 6. (77) 放流時間の計算

(EL. m)	(m)	( $\times 10^3 m^3$ )	( $\times 10^3 m^3$ )	(m)	(m)	$\Delta V (S)$	備 考
WL.	$\Delta h$	V	$\Delta V$	$\Delta h/2$	$H=WL-110.467$	$2.7(H-\frac{\Delta h}{2})$	
124.2	0.2	264,400	5,608	0.1	13.733	343,071	
124.0	0.5	258,792	19,486	0.25	13.533	1,207,664	
123.5	0.5	239,306	18,672	0.25	13.033	1,179,632	
123.0	0.5	220,634	17,598	0.25	12.533	1,134,182	
122.5	0.5	203,036	16,805	0.25	12.033	1,105,814	
122.0	0.5	186,231	15,751	0.25	11.533	1,059,174	
121.5	0.5	170,480	15,128	0.25	11.033	1,040,599	
121.0	0.2	155,352	5,952	0.1	10.533	416,227	
120.8	—	149,400	—	—	10.333	—	
計						7,486,363	

$$K = \frac{7,486,363}{(20 \sim 30) \times 86,400} = 2.888 \sim 4.332$$

② 管路系の決定

管路系の概略図と、諸損失を図6.(59)に示す。

Kの計算を、方形鋼管3.0×3.0mと2.5×2.5mの2ケースについて行ない、貯水位低下時間と、各機能の最低水位時放流能力を求めたのが表6.(78)である。

表 6. (78) 管路系比較表

管路系 機能	3.0×3.0m 方形鋼管 (K=5.549)	2.5×2.5m 方形鋼管 (K=3.861)	H
洪水調節 洪水吐の 一部	$Q=24.566\sqrt{13.733}=91.0 > 80\text{m}^3/\text{s}$ $Q=80\text{m}^3/\text{s}$ のとき $V_{sc}=2.1\text{m}/\text{s}$ $V_T=2.8\text{m}/\text{s}$ $V_{sp}=9.1\text{m}/\text{s}$	$Q=17.093\sqrt{13.733}=63.3 < 80\text{m}^3/\text{s}$	$H=124.2$ $-110.467$ $=13.733\text{m}$
利水放流	$Q=24.566\sqrt{4.833}=54.0 > 45\text{m}^3/\text{s}$ $Q=45\text{m}^3/\text{s}$ のとき $V_{sc}=1.2\text{m}/\text{s}$ $V_T=1.6\text{m}/\text{s}$ $V_{sp}=5.1\text{m}/\text{s}$	$Q=17.093\sqrt{4.833}=37.6 < 45\text{m}^3/\text{s}$	$H=115.3$ $-110.467$ $=4.833\text{m}$
貯水位低下 ダム管理	15.6日 ( $Q_{\text{max}}=91.0\text{m}^3/\text{s}$ ) $V_{sc\text{max}}=2.3\text{m}/\text{s}$ $V_{T\text{max}}=3.2\text{m}/\text{s}$ $V_{sp\text{max}}=10.4\text{m}/\text{s}$	22.4日 ( $Q_{\text{max}}=63.3\text{m}^3/\text{s}$ ) $V_{sc\text{max}}=1.6\text{m}/\text{s}$ $V_{T\text{max}}=2.2\text{m}/\text{s}$ $V_{sp\text{max}}=10.5\text{m}/\text{s}$	$H=124.2$ $-110.467$ $=13.733\text{m}$

注) 1.  $V_{sc}$  : スクリーン通過流速 (許容流速 3 ~ 4 m/s)

$V_T$  : トンネル部 " ( " 3 m/s, 一時的 4.5 m/s)

$V_{sp}$  : 鋼管部 " ( " 5 m/s, 一時的 7.5 m/s)

2. K の計算は、付属書に示す。

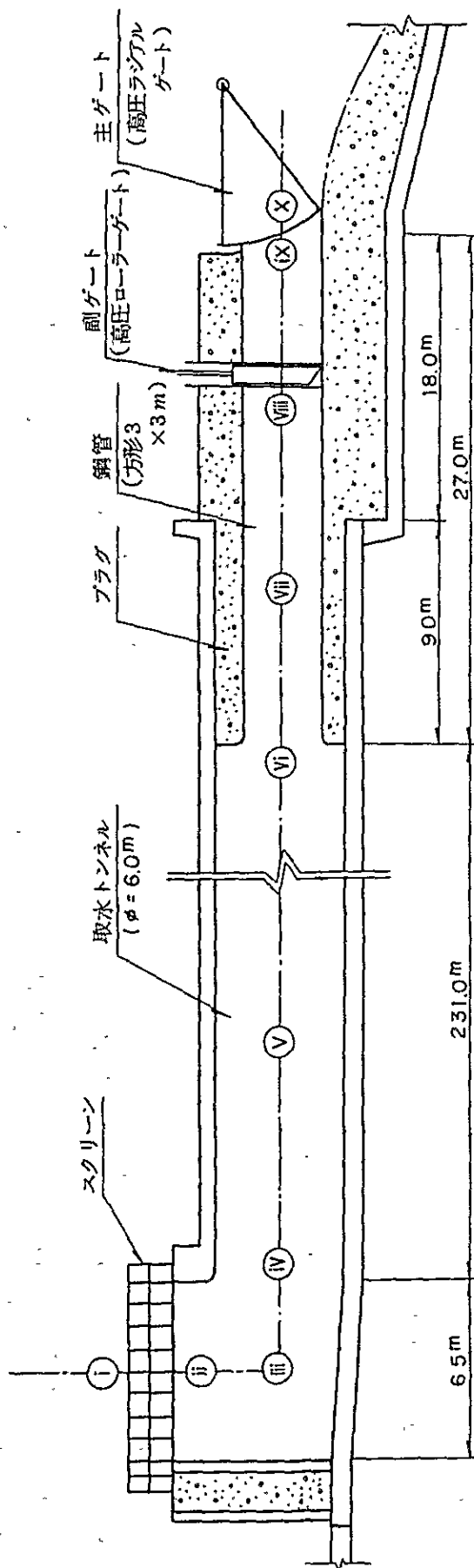
上表より、3.0 × 3.0 m 方形鋼管を採用する。鋼管部は、洪水調節、洪水吐の一部時点と、貯水位低下、ダム管理時許容流速以上となるので、管厚を増し、周囲をコンクリートで補強する。

### ③ 減勢工

仮排水路の減勢工を利用する。最大放流量は貯水位低下時の  $91.0\text{m}^3/\text{s}$  であり、このときの減勢効果を検討した結果、

跳水後エネルギー ( $E_u=110.09\text{m}$ ) < 減勢工下流エネルギー ( $E_d=110.24\text{m}$ )

となり、完全減勢する。計算内容は、付属書に示す。



- ① スクリーン損失
- ② 流入損失
- ③ 折曲り損失
- ④ 漸縮損失
- ⑤ トンネル部摩擦損失
- ⑥ 流入損失
- ⑦ 鋼管部摩擦損失
- ⑧ 副ゲート損失
- ⑨ 主
- ⑩ 流出損失

図 6. (59) 管路系概略図

## (8) 発電施設計画

### 1. 計画の基本的な考え方

ダム建設にともない、かんがい用水を供給するため、放流をおこなうが、この放流水のもつエネルギーを有効に活用するため、発電所を設け、電力として利用することとした。この発電所の発生電力は、宝清県の電力系統に接続し、系統の需給緩和をはかるものである。

貯水池の利用目的、貯水池への流入量、および気象条件から、発電規模が制約され、また、非かんがい期は運転を休止する発電所である。

水力発電所の計画をおこなう場合、設備利用時間を東北3省においては3,000時間以上とする原則がある。本地点の場合、1973年より1982年までの期間では、貯水池より、放流、越流のある日数は年平均136.4日を示し、時間数では3,274時間である。このうち、貯水位の低下する期間、および、流量が設備容量未満の期間も含まれているため、実質設備利用時間は1,300時間以下である。

このため、発電計画は、基本事項をつぎのとおりとして、策定した。

- ① 発電期間は、かんがい用水放流期である4月1日より9月20日までを原則とし、貯水池が満水のため、無効越流のある期間は、運転を継続するものとした。
- ② 発電所の使用水量は、貯水池より放流されるかんがい用水量の範囲内とした。
- ③ 頭首工には流量調整の機能がないが、ダム地点より頭首工までの距離21.5km間の流路における流量調整機能等を期待して、ピーク発電をおこなうこととした。
- ④ 発電規模は数ケースの試算により、K.W.H当り建設費が最も小さい規模を選定し、これを基礎資料として決定した。
- ⑤ 規模検討に用いる発電々力量は、1972年までの10年間平均値を使用した。
- ⑥ 設備機器は、中国における生産実績が多く、日本製品に対して割安であるため、中国製品使用が有利となるが、両者を比較検討した。

### 2. 開発方式と評価

#### ① 発電方式

貯水池よりの放流量は、かんがい用水が主体であって、一定流量の常時放流が望ましい。この放流量を利用する発電は、これにしたがって、一定流量によるものとなる。しかし、大規模の貯水池を有する地点であり、かんがいに支障を生じない範囲内において、ピーク発電をおこない、火力発電の運転を容易にできるよう、補助することが妥当である。このため、水力の運用は一部をピーク負荷に、一部をベース負荷に対応できるものとし、これをピーク発電と呼称した。

ピーク発電をおこなう場合、使用流量の逆調整が必要となる。逆調整の方法に撓力河中下流の河道貯留による場合と、水田内に予備貯留をおこなう場合とがあ



る。河道貯留の場合、頭首工まで流下する間に、完全に調整することはできない。このため、水田に予備貯留をおこなうこととした。水田は20,000 ha、の面積をもち、水田全体に1 cmの予備貯留をおこなうことにより、200万 $m^3$ の調整が可能である。これに対して、最大使用水量と、ピーク時間に応じた必要調整容量は表6.(79)である。

表 6. (79) 必要調整容量

(単位:  $10^3 m^3$ )

最大使用水量 $m^3/s$	ピーク時間 (hr)		
	6	12	18
15	972	648	324
20	1,296	864	432
25	1,620	1,080	540
30	1,944	1,296	648

水田に予備貯留をおこなう場合の問題点は、頭首工における取水量の調整頻度の増加を生じること、用水路の通水可能量により、一定の制限をうけることである。

用水路の流量と、ピーク運転可能時間との関係について、つぎの仮定により検討した。用水路の最大通水可能量は約40  $m^3/s$  である。

かんがい用水量

貯水池よりの放流量

残流域流量

発電所のピーク運転時間

貯水池放流量と、残流域流量とが、それぞれ50%の場合の検討結果を、表6.(80)、図6.(60)に示す。この場合、かんがい用水量が多い場合は、用水路容量により、ピーク時間が決定されるが、他の大部分は、電力系統の要求にしたがって決定できる。用水路容量によって、ピーク時間が決定される範囲は、貯水池放流量の比率の減少にしたがって、増加する。貯水池放流量の比率が、かんがい用水量の約45%以上のときは、用水路容量による、ピーク時間の制限はない。

この検討には、河道貯留による調整は、安全側にあるため、検討内容より除外した。ピーク時間の一部は、用水路容量によって決定されるが、ピーク発電所とした。

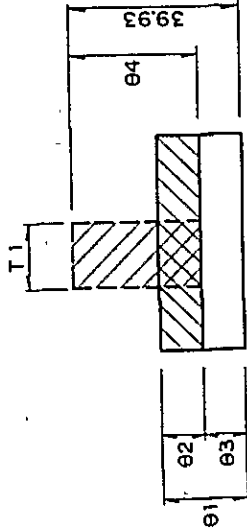
表 6. (80) ピーク時間の決定

$Q_2 = 0.50Q_1$  の場合

- Q1 : かんがい用水量 ( $Q_1 = Q_2 + Q_3$ )  $m^3/s$
- Q2 : 貯水池よりの放流量 "
- Q3 : 残流域流量 "
- Q4 : 放流量の用水路通水可能量 hr
- T1 : 用水路通水量によるピーク時間 "
- T2 : 発電所のピーク時間  $m^3/s$
- Q5 : TにT2時の用水路流量

$$24 \cdot Q_2 = T_1 \cdot Q_4$$

$$T_2 = 24 \cdot Q_2 / 2.2 \cdot Q_5$$



Q1		Q2	Q3	Q4	T1	T2	Q5	備 考
Q1	$Q1 / \max Q1$	$Q1 \times 0.5$	$Q1 \times 0.5$	$39.93 - Q3$				
39.93	1.0	19.97	19.96	19.97	24.0	21.8	41.96	> 39.93 (発電時間はT1による)
35.94	0.9	17.97	19.77	21.96	19.6	19.6	39.97	"
31.94	0.8	15.97	15.97	23.96	16.0	17.4	37.97	< 39.93 (発電時間はT2による)
27.95	0.7	13.98	13.97	25.96	12.9	15.3	35.97	"
23.96	0.6	11.98	11.98	27.95	10.3	13.1	33.98	"
19.97	0.5	9.99	9.98	29.95	8.0	10.9	31.98	"
15.97	0.4	7.99	7.98	31.95	6.0	8.7	29.98	"
11.98	0.3	5.99	5.99	33.94	4.2	6.5	27.99	"
7.99	0.2	4.00	3.99	35.94	2.7	4.4	25.99	"
3.99	0.1	2.00	1.99	37.94	1.3	2.2	23.99	"

かんがい用水量 = (ダム放流量 50%) + (残流域流量 50%) の場合

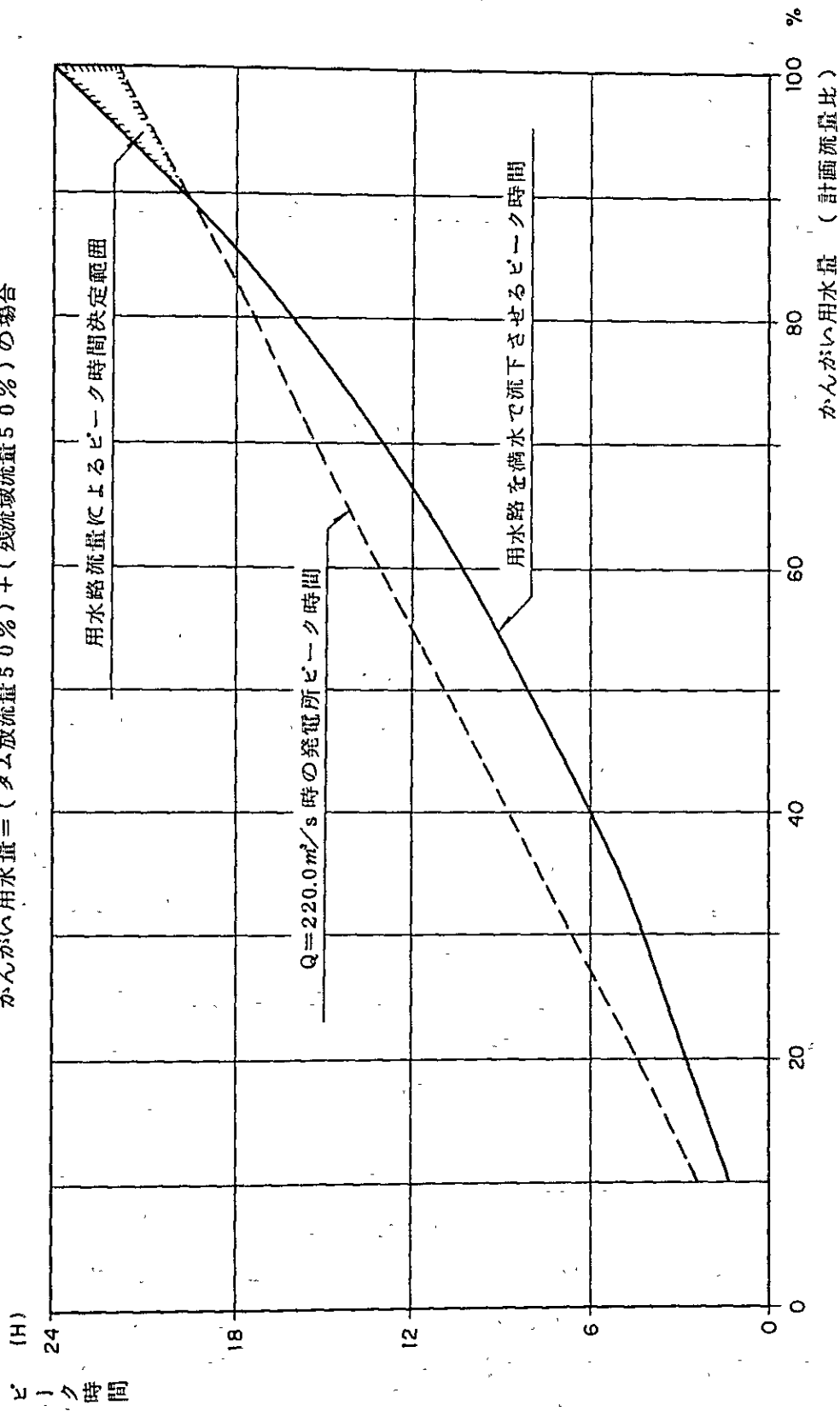


図 6. (60) ピーク運転の範囲

② 機器設備台数

ピーク運転をおこなうこととして電力量を算出しているため、発電用機器を2台としても、発電々力量に大きい差は生じない。その反面、同一出力規模で、2台の機器を設置すれば、機器を始め、建設費は大巾に上昇し、KWH当り建設費をみれば、明らかに1台案の方が有利である。

		1台案	2台案
建設費		$A1 = 0.5 C$	$A2 = (0.5 C) \times 1.5$
機器設備費	A	$B1 = 0.5 C$	$B2 = 0.5 C$
土木費	B	$C1 = C$	$C2 = 1.25 C$
計 (A+B)	C		
発電々力量	D	$D1 = D$	$D2 = D$
建設単価 (C/D)	E	$E1$	$E2 = C2 / D2 = 1.25 E1$

発電用機器に予備機を設置することは、水のエネルギーを有効に利用するため効果はあるが、基本的には設備の稼動について、信頼性の少ないことが原因である。したがって、予備機の設置の是非は、稼動についての信頼性を向上させることによつて、自動的に決定される。

本地点の運転期間は6ヶ月と短かく、運転休止期間は冬期とはいえ、補修点検のための期間としては充分である。このため、維持、点検、修理等による休止に備えての予備機は不要である。また、発電所の使用水量は、かんがい用水の増減に応じて、日変動を生ずる。したがって、水力発電所の運転中も、火力発電所のボイラーを休止させることは、電力供給力を確保するうえで、極めて危険である。火力発電所と水力発電所との同時運転を前提とすれば、水力発電所の休止が、系統供給力に対して、重大な支障をおよぼすことはない。この2点を考慮して本地点においては予備機は設けないこととした。

発電所の運用の点からみれば、1台案に比し、小規模出力が可能なため、複数台数設置が有利である。

本地点の計画完成は1990年代である。需要の伸び率を、民生用、産業用とも同値とし、実績より推定した日負荷曲線は図6.(61)のとおりとなる。

図示のとおり、ピーク負荷の大部分を水力が負担することとなり、火力を補助する本来の目的は達成できるが、小負荷部分の水力負担については、水力の出力に下限の制限があるため、複数台数設置が、運用面で容易となる。しかし、水・火力協同によつて供給力を充実させるために、両発電所が密接に連携することによつて、充分な運用が可能である。このことは、最大負荷の発生する冬期に、火

力発電所のみによって、不経済な運転が避けられない状況からみても、大巾な改善である。

以上の検討により、運転上で、2台案がやゝ有利ではあるが、経済性を最優先とし、1台案と決定した。

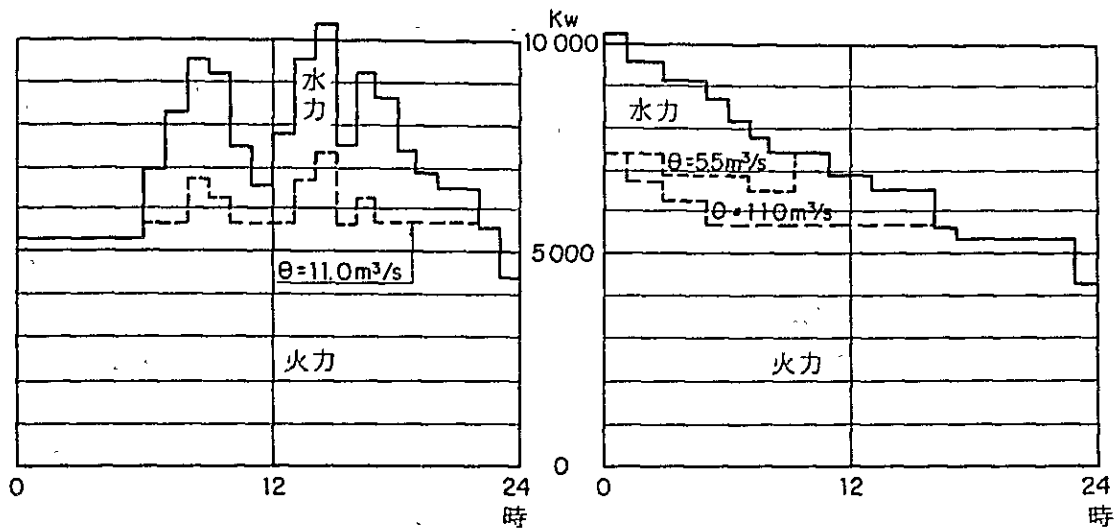


図 6. (61) 2000年負荷曲線(推定)

### ③ 評価の方法

水力発電所の計画をおこなう場合、系統経費の節減効果が、評価の基準となる。節減効果は水力発電所が、火力発電所の建設に代替するものとしての判定であり、KW 価値と KWH 価値とによって表現できる。KW 価値は、火力発電所の固定費(主として償却費)によるものであり、KWH 価値は、可変費(主として燃料費)によるものである。換言すれば、設備投資費と、燃料費との節減効果である。

本地点においては、需要のピークは冬期、夜間に発生するが、この時期は、凍結と、貯水池容量をかんがい用水として確保するために、水力発電所は運転できない。このため、冬期需要は、すべて、火力発電所よりの供給によることとなり、最大需要に応ずる全設備は、火力発電所である。したがって、水力発電所は、火力発電所の代替としての評価を、おこなわない。

燃料費の節減効果と、固定費を除いた、可変費のみによる判断は、妥当性に乏しい。このため、建設費と発電々力量とにより、KWH 当り建設費を算定し、これを、燃料費節減効果の基準と仮定して、評価をおこなった。

### 3. 流量の検討

発電に利用する流量は、貯水池より放流するかんがい用水と貯水池が満水のため越流する流量との合計量の範囲内である。

かんがい計画にもとづく、貯水池運用計画によって、貯水池よりの放流量（かんがい用水量＋越流量）を決定したが、このうち、最近10ヶ年の流況を表6.(87)、(88)、図6.(62)に示す。

また、この流況のうち、貯水池水位標高117.0 m未満は、利用水深が50%以下となるため、発電に利用できない。発電に利用できる117.0 m以上の貯水位のときの放流量は表6.(89)のとおり、発電利用可能水量は約10%減となる。

図に示すとおり、流量設備利用率（総使用流量／（最大使用水量×365日））は、最大使用水量を10、20および30 m<sup>3</sup>/s としたとき、それぞれ32%、25%および19%となる。

貯水池の水位低下による出力減を考慮すると、設備利用率（年間発電々力量／最大出力×8,760）34%（3,000時間）の中国基準を達成できない。

また、河水利用率（総使用流量／全放流量）は、最大使用水量を10、20および30 m<sup>3</sup>/s としたとき、それぞれ50%、77%、90%である。

表 6. (81) 流 況 表

半旬値による。

(単位:  $m^3/s \cdot d$ )

年 \ 月	1~5	20	40	60	80	100	120	140	143
1973	145.56	59.84	39.64	32.75	29.89	22.23	17.56	10.47	0
1974	81.13	31.83	28.79	18.17	5.61	1.62	0.05	0	0
1975	39.03	32.23	30.50	27.61	22.24	18.83	11.46	0.09	0
1976	34.07	29.59	22.02	18.44	4.04	1.18	0.52	0.02	0
1977	7.30	5.76	2.81	2.12	1.86	1.40	0.97	0.13	0
1978	4.90	2.69	2.06	1.61	1.09	1.51	0.28	0.06	0
1979	29.46	7.31	4.85	2.65	2.42	1.13	0.33	0	0
1980	21.56	9.40	7.34	3.96	2.79	2.27	0.92	0.28	0
1981	134.22	80.94	34.85	23.40	19.71	17.20	11.18	0.47	0.47
1982	37.00	33.51	31.42	28.12	22.28	15.43	0	0	0
計	534.23	293.10	204.28	158.83	111.93	81.80	43.27	11.52	0.47
平均	53.42	29.31	20.43	15.88	11.19	8.18	4.33	1.15	0.05

表 6. (82) 利 用 率

流況値				使用可能量		流量設備 利用率	河 川 利用率
A ( $m^3/s$ )	B ( $m^3/s$ )	C (日)	D ( $m^3/s$ )	E ( $m^3/s$ )	G ( $m^3/s$ )	H (%)	I (%)
	$A(i+1)-A(i)$		$B \times C$	$\sum_{i=1}^n D_i$	$A_i \times 360$	$E/G$	$E/F$
0.05	0.05	143	7.15	7.15	18.25	39.2	0.3
1.15	1.10	140	155.65	162.80	419.75	38.8	6.9
4.33	3.18	120	413.40	576.20	1580.45	36.5	24.5
8.18	3.85	100	423.50	999.70	2985.70	33.5	42.6
11.19	3.01	80	270.90	1,270.60	4,084.35	31.1	54.1
15.88	4.69	60	328.30	1,598.90	5,796.20	27.6	68.1
20.43	4.55	40	227.50	1,826.40	7,456.95	24.5	77.8
29.31	8.88	20	266.40	2,092.80	10,698.15	19.6	89.2
53.42	24.11	1	253.15	2,345.95	19,498.30	12.0	100.0

表 6.(83) 流 況 表

半旬値による。

(単位:  $m^3/s \cdot d$ )

年 \ 月	1~5	20	40	60	80	100	120	140	143
1973	145.56	59.84	39.64	32.75	29.89	22.23	17.56	10.47	0
1974	81.13	31.83	28.79	18.17	5.61	1.62	0.05	0	0
1975	39.03	32.23	30.50	27.61	22.24	18.83	11.46	0.09	0
1976	34.07	29.59	21.86	9.91	1.35	0	0	0	0
1977	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1978	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1979	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1980	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1981	134.22	80.94	34.85	23.40	19.71	17.20	11.18	0.47	0.47
1982	37.00	33.51	31.42	28.12	22.28	15.43	0	0	0
計	471.01	267.94	187.06	139.96	101.08	75.31	40.25	11.03	0.47
平均	47.10	26.79	18.71	14.00	10.11	7.53	4.03	1.10	9.05
表13/ 表11	6.88	0.91	0.92	0.88	0.90	0.92	0.93	0.96	1.00



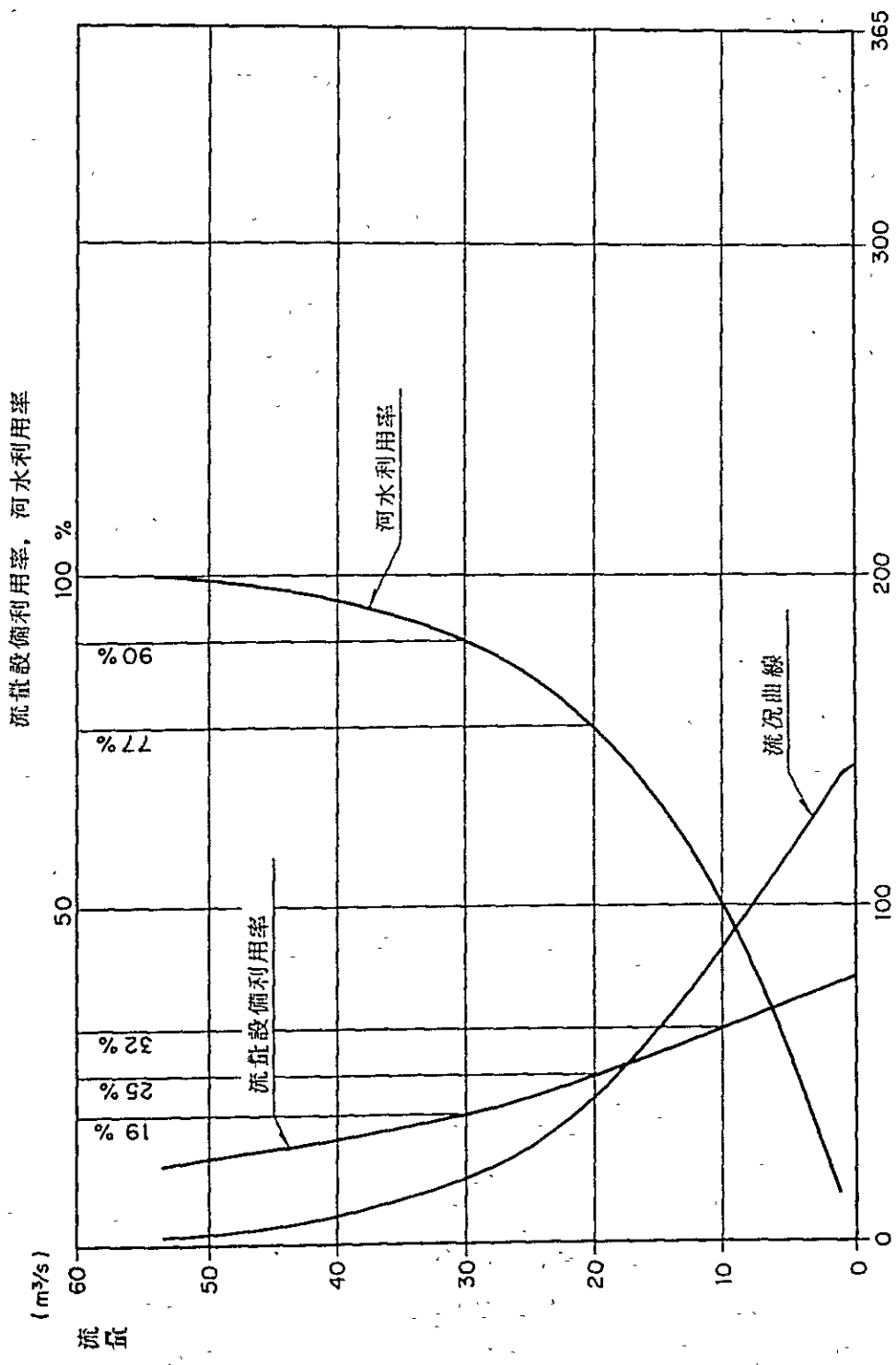


图 6. (62) 流况曲线 (半旬值による)

#### 4. 開発規模の検討

##### ① 使用水量

発電に使用する水量は、原則として、かんがいのために放流する水量の範囲内とした。また、貯水池が満水の場合、必要水量以上の流入量は、無効放流となるが、この水量も発電に使用できるものとした。

発電所の最小使用水量は、サージング発生、流路渦の発生、効率低下などの現象をさけるために、一定値以上とすることが望ましいが、本地点においては、ピーク運転をおこなうことによつて、放流時の少量の水量も、発電に利用することとした。

また、10年間の理想的マスカーブを作成することによつて得られる流量についても、あわせて検討した。このケースについても、ピーク発電を前提とした。

##### ② 落差

取水水位は貯水位とし、放水水位は、貯水池より放流される全水量によつて決定される撓力河水位および放水路水位より決定した。損失水頭は、流水による損失水頭に余裕を加え60cmとした。

また、ランナー羽根入口部圧力側のキャビテーションの発生、効率低下などの現象をさけるため、発電に利用出来る落差は、最大落差の50%とした。

##### ③ 出力、電力量

出力、発生電力量は次式によつた。

$$P = 9.8 \times Q \times H \times \eta$$

$$W = n \times P$$

P : 出力 KW

Q : 使用水量  $m^3/sec$

H : 有効落差 m

$\eta$  : 水車、発電機、取水水位変化等の総合効率

W : 発生電力量 KWH

n : 運転時間 hr

電力量計算は半旬毎におこなつた。

##### ④ 開発規模の決定

開発規模は数ケースの試算により、KWH 当り建設費が最小値となるケースを基準の一つとして決定した。

規模検討の内容とし、発生電力量については、1973年より1980年までの10年間の平均値を使用し、最大使用水量は、 $18.0m^3/s$ より $26.0m^3/s$ までの5ケースについて比較をおこなつた。各ケースの比較は表6.(84)のとおりである。

表 6. (84) 各ケースの比較

項 目	単 位	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	
最大使用水量	m <sup>3</sup> /s	18.0	20.0	22.0	24.0	26.0	
取水 位	m	125.80	125.80	125.80	125.80	125.80	
放水 位	"	108.10	108.20	108.30	168.40	108.50	
有効落差	"	17.30	17.20	17.10	17.00	16.90	
最大出力	KW	2,600	2,800	3,100	3,400	3,600	
年間発電々力量	MWH	3,151	3,428	3,678	3,890	4,089	
建設費	日本機器	千元	6,415	6,878	7,312	7,739	8,165
	中国機器	"	1,915	2,032	2,144	2,255	2,373
建設単価	日本機器	元/KWH	2.035	2.006	1.988	1.989	1.997
	中国機器	"	0.608	0.592	0.583	0.580	0.580

以上の検討の結果、KWH 当り建設費が最小となるのはケース3であるが、規模の決定には、貯水池の利用面で、ある期間過渡的な状態となるため、この点についても検討を併せておこなった。

典型区の全体工事からみた場合、資金計画、工事量、工事の必要性の緩急等による工事面、および、水田造成の準備期間等のため、ダム完成と同時に、かんがい計画水量の全量が、直ちに必要となることはない。

この場合、貯水池は発電面を重視して運用することができる。かりに、決定した規模による発電所を、理想マスカーブにより発電のみに運用すること、すれば、表 6. (85) にしめすとおり発電々力量は大巾に増加する。

表 6. (85) 発電々力量の比較

1973年～1982年平均

かんがい用水	発電々力量 (MWH)
必要量0のとき	5,964
計画全量のとき	(Q <sub>max</sub> =22m <sup>3</sup> /s) 3,678

換言すれば、ダム完成直後は、かんがい計画用水全量は必要でないため、発電々力量は6,000MWH に近い値が期待できる。計画が完成に近づくとしたが、かんがい必要量が増加するため、発電に重点をおいた運用は制限をうけることとなり、発電々力量は次第に3,700MWH に近くなるものである。

計画が完成するまでの期間を仮に10年とし、貯水池の運用を、発電重視から、次第にかんがい専用、(発電従属)に変更するものとし、建設後45年間の発電々力量からKWH 当り建設単価を求めると表 6. (86)のとおりとなる。

表 6. (86) KWH当り建設費

項 目	単 位	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	
最大使用水量	m <sup>3</sup> /s	18.0	20.0	22.0	24.0	26.0	
最大出力	KW	2,600	2,800	3,100	3,400	3,600	
年間発電々力量	MWH	3,385	3,673	3,932	4,155	4,366	
建設費	日本機器	千元	6,415	6,878	7,312	7,739	8,165
	中国機器	"	1,915	2,032	2,144	2,255	2,373
建設単価	日本機器	元/KWH	1.895	1.873	1.860	1.863	1.870
	中国機器	"	0.566	0.510	0.473	0.448	0.428

検討結果を図示すると、図 6. (63)のとおりであり、ケース1からケース5まで、ほぼ近似した建設単価をしめしている。したがって、この範囲内の規模では、何れのケースも適用可能であるが、ここでは、ほぼ中間値であるケース3を採用した。

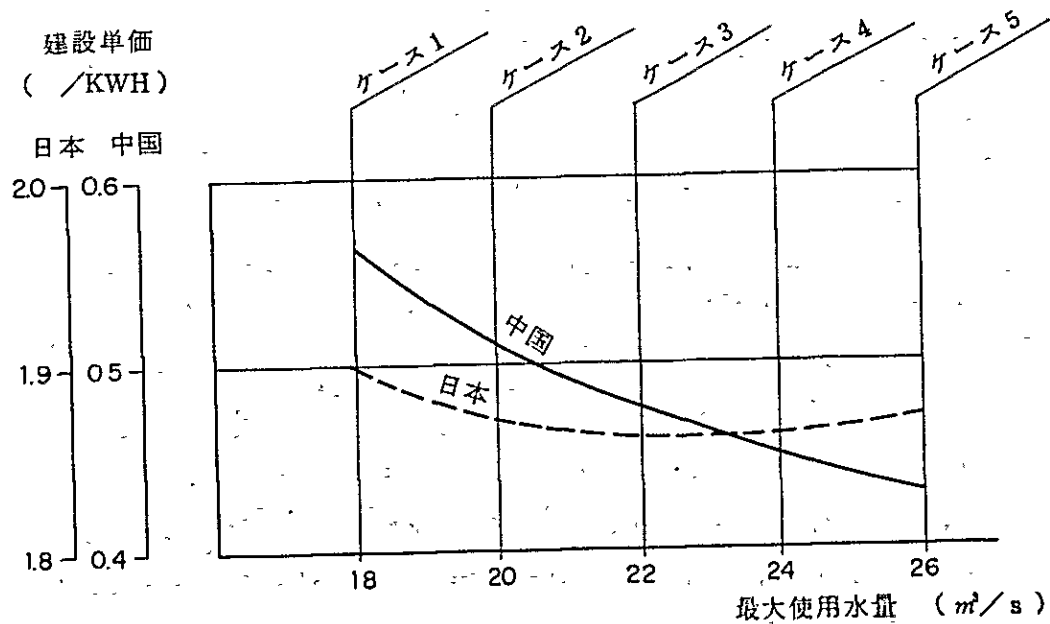


図 6. (63) 経済性比較

## ⑤ 結論

迎面山ダムは宝清県においては、今後とも最大規模のものと推定される。しかし、ダム予定地点は、迎面山地点のほか、なお、計画中のものが10地点近く残されている。これらの地点において、小規模とはいえ、水資源を有効に利用するために小水力発電をおこなうことにより、夏期の供給力の増加が期待できる。

これに対し、今后は営農面積の増加、営農事業の拡大があり、機械化をはかるとしても、大巾な産業の振興は、労働力の確保の点から、相当の制約をうけ、さらに製品の県内消費の限界、製品の県外への移出時の輸送力、および製品の原料の確保等、産業の振興には問題点が多い。したがって、電力消費の傾向は民生面での伸び率が高く、冬期のピークが高くなり、反対に、夏期のピークは低くなる傾向があるものと推定できる。

国家的な主要産業の成立が期待できないため、他との連携送電線の設置は困難であり、宝清県は独自の系統の充実に計ることが不可欠である。このため、開発は、他の水力開発地点の計画、火力発電所の増設計画も併せて推定しなければならない。

本地点、発電計画の経済性は低い、検討の結果、それなりの機能を発揮できるものとし、最大出力3,100KW×1台と決定した。

## ⑥ 設備概要

### ① 土木工事

取水路は放流工トンネル中間部より分岐するトンネルとした。トンネルの延長が77mと短かく、トンネル内の損失水頭が大きくなるため、トンネル内流速を約3.0m/sとし、内径3.10mとした。

トンネルの一部が堤敷内を通り、また坑口付近は岩盤の被り厚さが少いためコンクリート巻厚を50cmとし、巻立時の空隙充填をグラウチングにより、おこなうこととした。

放水路は、撓力河道計画にもとづく、河修後の河道まで導水することとした。放水路の断面は、河道計画にもとづく水位、放流工よりの放水位、および発電所の機器寸法等を併せて検核した。河床巾は発電所直下流は6.0m、放流工出口より撓力河河道に接続するまでの区間は、放流工計画時の河床巾7.0mを14.0mに拡巾することとした。

発電所敷地標高は放水路の洪水位に約1.0mの余裕高を加え標高110.0mとした。また、変電所敷地は所要面積の確保と堤体方向への送電線引出しを考慮して、発電所敷地内に設けることとした。

## ② 主要機器

本地点は流量、落差ともに変動が大きい。変落差、変流量に対して効率変化の少ない水車型式は、チューブラ水車、または、カプラン水車が適当である。

中国の産品目録の中より選定すれば、軸流式（型式ZD560-LH-180又はZD560-LH-200）が該当する。

発電機は接続する系統に対する影響を考慮して、同期発電機とした。

## ⑦ 設備の管理

水力発電所と、火力発電所とは、併列運転となるため、プロジェクトの通信網によって、完全な連携が必要である。

発電所の運転制御は、常駐2名、3交代の常時監視制御とし、始動、停止、負荷調整等は、1人の技術者が、配電盤において操作する。また、出力の制御は、かんがい用水放流によって発電する方式を原則とするため、流量制御方式によるものとした。保護については、過速度、過電流、油圧低下、軸受温度上昇等についての保護装置を設置する。

常時監視による制御とするため、常駐員のための駐在、交通等の諸施設が必要となるほか、中央において、かんがい用水量を決定し、貯水池を管理する中央管理機関、および、電力系統の全般を掌握する部門となる火力発電所、変電所との間の通信系統の万全の維持、管理が不可欠である。

## ⑧ 経済性の評価

この発電所の設備利用率は、運転期間の制約をうけるため、平均14%程度の低い値を示している。このため、設備に対する投資額を、できるだけ低くしなければならぬ。

発電電力はすべて、県電力系統に組み入れられ、火力発電所の補助としての機能を期待して建設するものであるが、電力需要の多い冬期には、この発電所は運転を休止する。このため、需要増に応じて、設備を増強する場合、水力発電所の建設が、火力発電所増設の代替という評価はできない。したがって、この発電所は火力発電所の燃料石炭費節減を期待するものである。

1KW当り石炭費  $497,000\text{元} / 14,040\text{MWH} = 0.0354\text{元} / \text{KWH}$

(1980年実績による)

燃料費節減可能額  $3,966\text{MWH} / \text{年} \times 0.0354\text{元} / \text{KWH} = 140,000\text{元}$

## ⑨ 送電計画

### ① 基本的な構想

本発電所の発生電力は、運転時間が、かんがい期間のみのため、長くはなく、したがって設備出力3,100KWは系統の全出力6,000KWに対して、大きい比重

を占めている。このため、発生電力は、竜頭付近の近接地のみで、全量を消費することができない。このため、系統に接続する場合、長距離送電によって、需要各地への送電可能とする必要がある。

宝清県の将来計画で、宝清鎮変電所より二道河子までの送電線路の電圧は35KV、二道河子より竜頭まで10KVとなっているが、二道河子、竜頭間の送電電圧を35KVとする。本発電所の発生電力は35KV送電線によって、竜頭まで送電し、ここで、系統に接続する。

## ② 送電線路

発電所地点より竜頭までのルートは、ダム下流左岸地区の既設道路に沿い、蘭花を経て竜頭に至る案と、撓力河河道計画にともない、建設される堤防に沿って設ける案とがある。道路沿いの案は延長約16kmであり、堤防沿いの場合の延長14.5kmに比し、約1.5km長いが、維持、管理が容易であるため、道路に沿ったルートを選定した。

このルートは、撓力河と道路とに挟まれた、ほぼ平坦な耕地内に設定する。ルート内、短区間は未耕地部分があるが、ルート設定には、建設、管理ともに問題はない。

送電線路は、既設火力発電所と宝清変電所間の35KV送電線に準ずる。送電方式は3相3線式により、電線は経済性を考慮して鋼心アルミ線を使用する。電柱は鉄筋コンクリート柱を使用し、約250m間隔に設置する。

送電線路の管理は、発電所とは分離し、他の送電線路とともに、一括して、中央の送電線路管理部門においておこなう。

## 6.2 頭首工

### (1) 地質

頭道崗および万金山の頭首工計画地点における支持層の状況をは握するために、各々2本のボーリング調査を行った。

#### 1. 頭道崗頭首工

概略の調査位置および地質柱状は図6.(64)のとおりである。

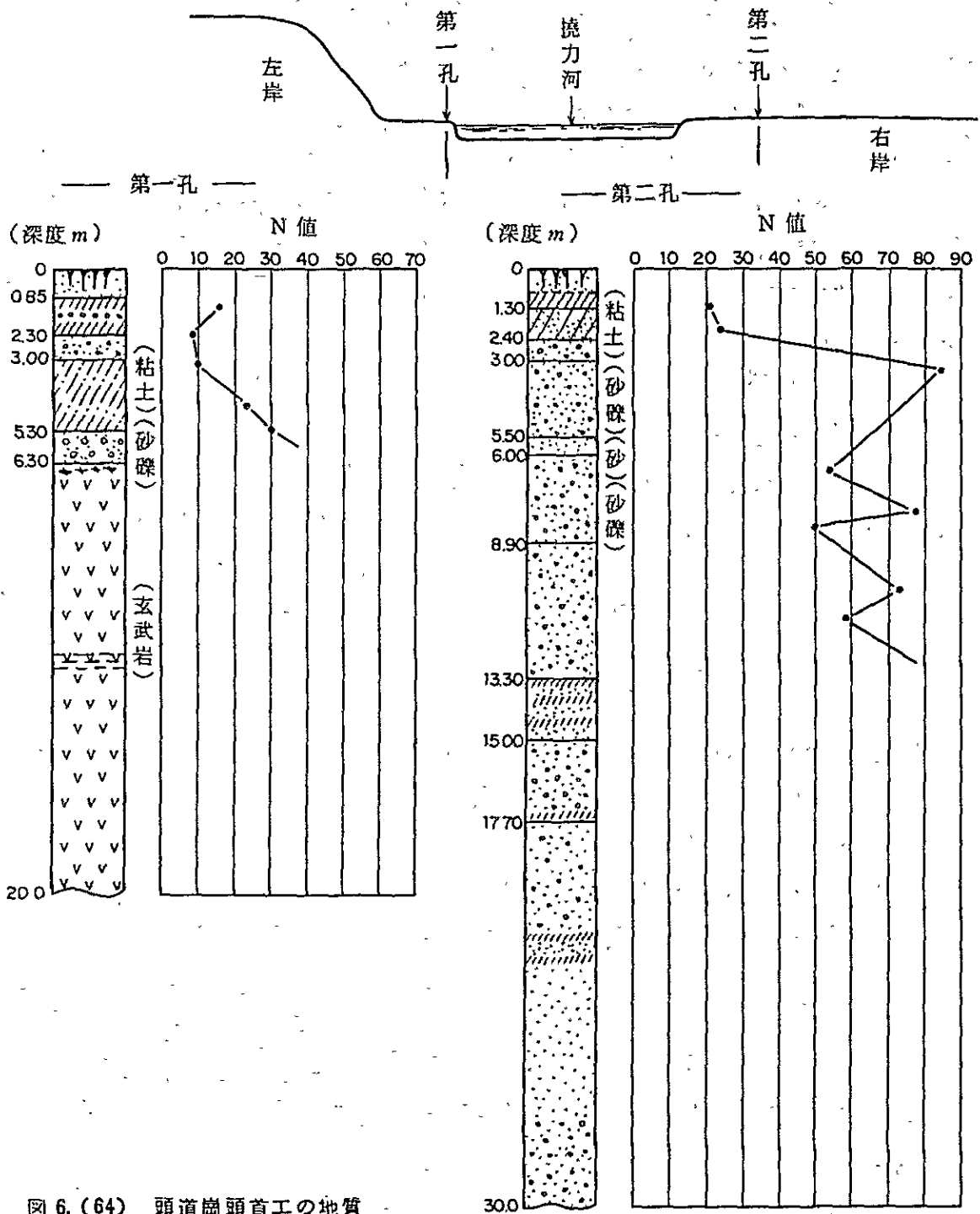


図 6. (64) 頭道崗頭首工の地質

左岸の地質は、地表から0.85mが表土、0.85~2.3mが砂礫の薄層をはさむ粘土層、2.3~3.0mが細礫を含む粗砂層、3~5.3mが砂質粘土層、5.3~6.3mが最大3cmの礫を含む砂礫層で6.3m以深は20mまで玄武岩である。一方、標準貫入試験N値をみると、表層は乾燥のためN=16であるが0.85~3mではN=9~10と軟弱であり、3~5.3mの砂質粘土層はN=23、5.3~6.3mの砂礫層はN=30と一応の強度を有している。



右岸の地質は地表から0.7 mまでが表土層0.7~2.4 m砂質粘土, 3~5.5 mは最大3~4 cmの礫を含む砂礫層, 5.5~6 mで粗砂層, 6.0~8.9 mで細礫を約50%含む砂礫層, これより下位17.7 mまでは粘土薄層をはさむ砂層ないし砂礫層で, 17.7 m以下は厚い砂層となる。一方, 標準貫入試験N値をみると, 表層から2.4 mまでN=22~24であるが, これ以下はいずれもN値50以上と堅硬である。

## 2. 万金山頭首工

概略の調査位置および地質柱状は図6.(65)のとおりである。

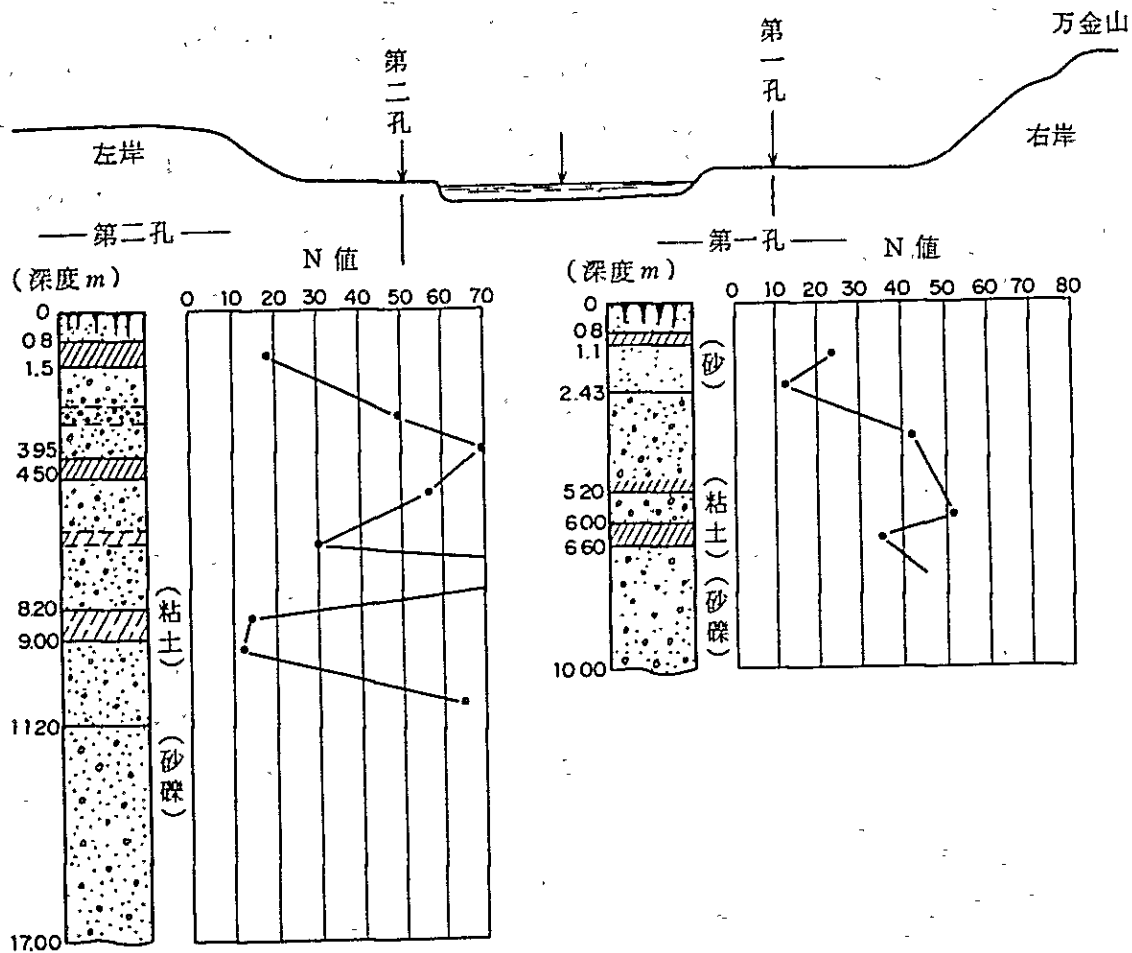


図6.(65) 万金山頭首工の地質

左岸の地質は0.8 mまで表土, 0.8~1.5 mは泥炭質粘土層, 1.5~3.95 mは2.5~3 mに中砂層をはさむ細礫層, 3.95~4.5 mは粘土層, 4.5~8.2 mは中砂層の薄層をはさむ細礫層, 8.2~9 mは粘土層, 9~11.2 mは砂礫層で, これより下位17 mまでは細礫層を確認した。標準貫入試験N値をみると, 8.2~9 mの粘土層でN=12~14と低い以外はN値30以上のしまった地層である。

右岸の地質は、表土が0.8 m、0.8～1.1 mは粘土層、1.1～2.43 m 中砂層、2.43～2.82 m は砂礫層、2.82～6 mは5 m附近に粘土薄層を含む砂礫層さらに6～6.6 mの間は砂・細礫・粘土の薄層で、これより下位10 mまでは細礫層を確認した。一方、N値をみると、2.4 m附近の中砂層がN=12とやや低いが、これより下位ではいづれもN=35以上のしまった地層である。

## (2) 位置の選定

### 1. 万金山頭首工

頭首工の位置は、既設取水工の位置（金山四隊上流）、北関排水上流、及びその中間（永楽上流）の3地点について比較を行った。比較検討表を表6.(87)に示す。

その結果以下の理由により北関排水上流地点に決定した。

- ① 取水位が河道計画の高水敷高より低く、せき本体が低水路部のみで、経済的である。
- ② 高水敷に固定部を必要としないので、上流への洪水被害に対する影響が無く、河道計画上の問題も無い。
- ③ 現取水地点より離れているため、水深が浅く、施工上有利である。
- ④ みお筋確保の点で問題が無い。
- ⑤ 維持管理は道路に近く、有利である。
- ⑥ 北関排水に影響が無く、同排水路からの流入水による水位変動の影響も受けない。

### 2. 頭道崗頭首工

頭首工の位置は以下の理由により、既設取水工の直下流（原案）と決定した。

- ① 計画のかんがい地区より上流で、取水位より河道計画の高水敷高が高く、取水に問題が無い。
- ② 原案より下流は、山が張り出した裏になり、みお筋確保に問題があるのに対し、原案は河道彎曲部の外側になり、みお筋確保に有利である。
- ③ 原案より上流は、現取水せきによってせき上げられ、水深が大きく、施工上不利である。

表 6. (87) 頭首工位置比較検討表 (万金山)

比較位置 比較項目	(下流) ① 金山四隊上流地点	(中流) ② 永楽上流地点	(上流) ③ 北関排水上流地点
計画取水位 " 高水敷高	7 4.7 m 7 3.2 m	7 5.0 m 7 4.2 m	7 5.0 m 7 5.4 m
取水上の問題	右岸の取水は近いがみお筋が細く、左岸のみお筋が大きいので、左岸の取水に有利である。堤外導水路には現在のみお筋を利用してきるが多少の不安がある。	みお筋が中央付近で取水は不利となる。	みお筋が中央から左岸寄り、左岸側に可動部を設ければ特に問題ない。
排水上の問題	北関排水への背水の影響は小さいと考えられる。(地盤高が高い)川沿い地域の排水に影響を及ぼす可能性がある。	北関排水への背水の影響は小さいと考えられる。川沿い地域の排水に影響を及ぼす可能性がある。	北関排水への背水の影響はない。川沿い地域の排水には影響しない。(周辺の地面が高い)
頭首工本体等の構造	高水敷に固定堰または可動堰を設けることになる。(高さ 1.5 m) 用水路は短くなる。(左右岸 1.8 km)	高水敷に固定堰または可動堰を設ける必要がある。(高さ 0.8 m)	用水路が長くなる。(左右岸とも 2.5 km) 高水敷に固定堰は不要となる。北関排水の伏越が必要となる。
河道計画との関連	計画縦断形を変更すると不自然となり、低水路可動部を大きくすると不経済となる。	計画縦断形を変更することは可能である。	計画縦断形は変らない。
維持管理	交通の便が悪く、不利である。堰可動部が大きく、動力が大きくなる。	交通の便がやや悪いので不利となる。堰可動部がやや大きく、動力が大きい。	左岸側に可動部を設ければ特に問題ない。
施工性	現在取水している地点のため、かんがい期の水深が大きく、施工に老るしく不利である。搬入路の便が左右岸とも悪い。	出水時を除けば水深が小さく、特に問題ない。搬入路の便は左岸が良いが、右岸は悪い。	出水時を除けば水深は小さく、とくに問題ない。搬入路の便は左岸が良いが、右岸はやや悪い。
経済性	もつとも費用が嵩む。(堰本体、高水敷固定堰、大きく増、用水路が減)	やや費用が嵩む。(堰本体、高水敷固定堰、河道改修費が増)	もつとも安い。(用水路が増、高水敷固定部が減)
総合評価	問題点多く、採用不可	経済的に劣り、排水等の問題もある	経済的で問題がほとんどない

(3) 計画条件

1. 河道計画

表 6. (88) 河道計画諸元

頭首工名		頭 道 崗	万 金 山
計画諸元			
設置位置		(A=2048km <sup>2</sup> ) No227+500	(A=3689km <sup>2</sup> ) No203+700
河床勾配		1/1300	1/1850
計画流量 1/20 迎面山ダム (チェック流量1/50 迎面山ダムのみ)		250 m <sup>3</sup> /s (390 " )	670 m <sup>3</sup> /s (1000 " )
計画高水位 1/20 ( " 1/50 )		91.62 m (91.84 " )	76.23 m (76.69 " )
計画河床高		88.32 m	72.93 m
計画高水敷高		90.77 "	75.38 "
計画堤防高		92.62 "	77.23 "
低水路溝杯流量 ( " )		110	280
低水路巾 ( m )	暫 定	法勾配 1:2 39.8 × 30	法勾配 1:2 104.8 × 95
	将 来	53.8 × 44	104.8 × 95
堤防法線巾 ( m )		496	996

2. 取水計画

表 6. (89) 取水・水理諸元

頭首工名		頭 道 崗	万 金 山
計画諸元			
最大取水量 ( m <sup>3</sup> /s )		左岸(5月下) 右岸(5月上) 9.84 4.40	左岸(7月下) 右岸(7月下) 16.13 9.52
計画取水位 ( 標高 m )		90.5	75.0
カンガイ期間 平均流量 (4月~8月) m <sup>3</sup> /s		18.8	31.2
同上下流水深 ( m )		0.86	0.63
土砂吐流下 対象流量 ( m <sup>3</sup> /s )		65	90
同上下流水深 ( m )		1.80	1.19

(3) 基本事項の検討

1. 頭首工諸施設

頭首工の主要な施設は以下のとおりである。

- ① 取水堰（堰本体，土砂吐，護床工等）
- ② 取水施設（堤外水路，取入口）
- ③ 護岸（低水護岸，高水敷保護）
- ④ 管理施設（操作設備，受配電設備，管理橋等）

なお，下記の施設は，検討の結果不要とした。

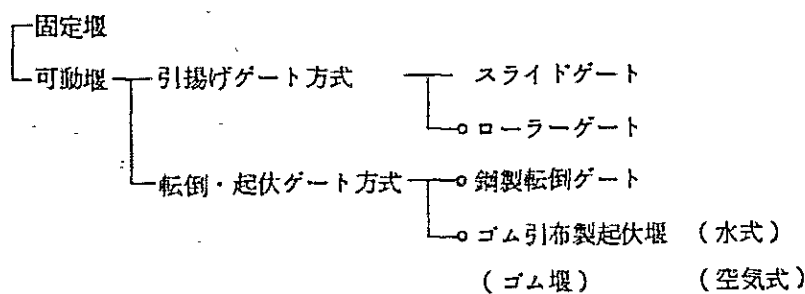
- ① 舟通し：舟運が見られない
- ② 魚道：漁業としての重要な魚が見当らない
- ③ 沈砂池：流送土砂がすくなく，流速が小さいため，取入口の流速を小さくできる。
- ④ 放水路：とくに必要ない

2. 取水堰設置位置

取水堰は，河道計画の低水路平面形状に無理がなく，取水量の大きい側に低水路を寄せる方が良いので，万金山，頭道岡とも，左岸側とした。なお堰本体は，取水位との関係を満足し，高水敷に堰上げを行なわなくてよい低水路部のみに設けるものとした。

3. 堰本体構造形式

河川水を取水するために必要な水位まで堰上げる方式として，図 6. (71) に分類される。



注) ○印が可能性大

図 6. (71) 堰上げ方式の分類

撓力河は，低水路に比して高水敷が大きく高水敷の利用も計画されている。固定堰方式による堰上げは，洪水時の河道計画の点からもまた小出水時においても高水

敷が冠水し、高水敷の利用の点からも好ましくなく、比較検討の対象から除外する。

引揚げゲート方式の内スライドゲート方式は、対象堰上げ巾が広く（頭道崗地点で40 m以上）構造上無理である。

以上の理由により、構造型式の比較は、

- ④ 鋼製ローラーゲート
- ⑤ 鋼製転倒ゲート
- ⑥ ゴム堰（水式、空気式）

の3型式により比較検討を行なう。ゴム堰については、別途水式と空気式について検討を行う。検討結果を表6.(90)、表6.(97)に示す。

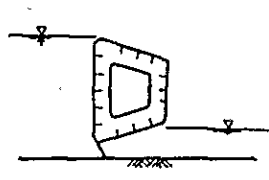
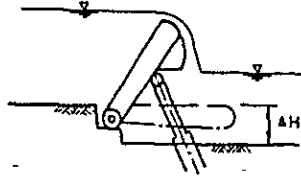
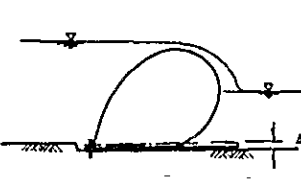
その結果、

- ① 経済的である（全体の工事費が少ない）
- ② 荷重が少なく、不等沈下（凍上も含む）に対応できる。
- ③ 操作動力が少なくすむ。
- ④ 維持管理が容易である。
- ⑤ 冬期間の管理に問題が少ない。

等の理由により、堰体構造型式は、ゴム堰（空気式）とした。

なお、問題点として残る下流への放流量の調整については、併設する土砂吐ゲートがある程度小スパンに分割し、堰体の越流と併用して運用管理する事により解決することとした。

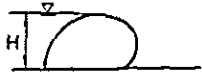


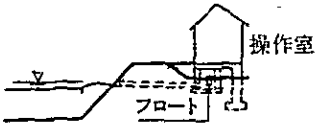
表 6. (90) 堰本体構造比較

型式 項目	㊸ 鋼製ローラーゲート	㊹ 鋼製転倒ゲート	㊺ ゴム堰
形状			
基本構造	<ul style="list-style-type: none"> <li>○ 扉体上端の吊金具により、ウィンチ作動によって昇降させる。</li> <li>○ 水圧等の水平荷重は扉体両端の堰柱に作用する。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>○ 扉体下端ヒンジを中心にして、油圧シリンダーの伸縮により回転起立・降伏させる。</li> <li>○ 自重・水圧等の荷重は、ヒンジとシリンダーにより負担する。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>○ ゴム製の袋内に、水または空気を注入し膨張収縮させ起立倒伏を行なう。</li> <li>○ 自重・水圧等の荷重は基礎面全体に分散される。</li> </ul>
構造・製作上の限	<ul style="list-style-type: none"> <li>○ 扉高(H)と扉長(L)の比率が、<math>H/L=1/10\sim 1/15</math>に達する。</li> <li>○ 高さの制約は特に無い。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>○ <math>H/L &gt; 1/20</math>に達する (<math>L \leq 30m</math>が多い)</li> <li>○ <math>H \leq 3.0m</math>に達する</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>○ 構造・製作上特に制限はない</li> <li>○ <math>H \leq 3.0m</math>に達する</li> </ul>
水理特性	<ul style="list-style-type: none"> <li>○ Under flow の場合排砂能力に優れる。</li> <li>○ 水位・流量の細かな制御は困難</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>○ Over flow で使用し、水位・流量の制御は容易。越流水深の制約もない。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>○ Over flow で使用し、水位・流量の制御はある程度可能であるが、扉体が柔構造であるため、越流水深に制約がある(扉体の1.2倍程度)また、低水位での制御は不可能である。</li> </ul>
河床の取付	<ul style="list-style-type: none"> <li>○ 河床に段差をつける必要はない。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>○ 倒伏時に扉体を収納するスペースとして扉体の厚さ以上の段差が必要(0.5~0.8m程度)緩流河川には不適。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>○ 倒伏時袋布ゴムの厚さの段差が必要(0.1m以下)</li> </ul>
堆砂	<ul style="list-style-type: none"> <li>○ 堰上げ時に戸当り部に土砂等がある場合漏水する。</li> <li>○ 排砂作業は扉体引上げ時に強い勢いで流下させる。排砂作業は容易である。</li> <li>○ 堆砂によるゲートに対する危険性はない。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>○ 堆砂による漏水の心配はない。</li> <li>○ 下流側に転石・土砂が堆積している場合、扉体の完全倒伏が不可能となり、極部の応力が発生し、破損の原因となる。</li> <li>○ 下流側(扉体下面)の排砂は流下水による自然排除は不可能であり、排砂作業は困難。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>○ 堆砂による漏水の心配はない。</li> <li>○ 下流側の堆砂等があっても、扉体がフレキシブルであるので問題はない。</li> <li>○ 下流側の土砂の排除を定期的に行なう事が望ましい。</li> </ul>
作動方式および動力	<ul style="list-style-type: none"> <li>○ 扉体の引き揚げ、引降しに捲揚機の作動が必要である。</li> <li>○ 扉体自重及び水圧により大きな荷重が作用し、機械的損失が大きく所用動力は大きい。</li> <li>○ 動力は捲揚機と直結しなくてはならず、扉体直上部に設置する必要がある。</li> <li>○ 動力はモーターとなる。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>○ 油圧シリンダーの伸縮により、扉体を作動させる。</li> <li>○ 扉体も軽く、機械的損失も少ないため、㊸に比し小さな動力で済む。</li> <li>○ 油圧配管により動力室は任意の場所を選定できる。</li> <li>○ 動力は、モーター又はエンジン</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>○ 扉体の作動は、ポンプ(水式)又はブロー(空気式)による。</li> <li>○ 扉体の重量は最も軽く、機械的損失もなく、最も小さな動力で済む。</li> <li>○ 配管(低圧)により動力室は、任意の場所を選定できる。</li> <li>○ 動力は、モーター又はエンジン</li> </ul>
土木施設	<ul style="list-style-type: none"> <li>○ 扉体を引き揚げるための堰柱、動力設置場所等大規模な施設が必要となり、それに伴ない、基礎工も大規模となる。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>○ 扉体を引揚げる必要がなく、扉体両側の取付部と油圧シリンダー固定及び油圧配管の施設が必要で、㊸に比べ小規模で済む。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>○ 扉体を固定するアンカー及び送水・(送風)配管が主な施設となる。扉体重量も軽く、最も簡単な施設で済む。</li> </ul>

形式 項目	㊸ 鋼製ローラーゲート	㊹ 鋼製転倒ゲート	㊺ ゴム堰
地震力、不等沈下及び基礎地盤	<ul style="list-style-type: none"> <li>土木構造が大規模であり荷重も大きい。重心も高いので地震力の影響も大きく、不等沈下をおこし易い。</li> <li>不等沈下により扉体の作動が困難となる。</li> <li>軟弱地盤では大規模な基礎工事が必要となる。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>土木構造は㊸に比べ小規模であり重心も低く地震力の影響は少なく、不等沈下の心配は少ない。</li> <li>不等沈下により扉体の作動は困難となる。</li> <li>基礎工事は㊸に比べ小規模で済む。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>最も荷重が少なく地震力の影響も少ないため、沈下の心配は最も少ない。</li> <li>扉体がフレキシブルであるため、多少の不等沈下には扉体作動に問題はない。</li> <li>軟弱地盤にも適する。</li> </ul>
河川通水粗害	<ul style="list-style-type: none"> <li>大規模な堰柱が河道内に設置されるため、通水の粗害率は大きい。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>堰柱の高さも低くスパンも㊸に比べ大きいので、粗害率は小さい。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>大スパンが可能であるため、粗害率は最も小さい。</li> </ul>
緊急作動	<ul style="list-style-type: none"> <li>水位を電氣的に検知し動力作動で行なう必要がある。停電時の作動には発電機が必要となる（人力による緊急引揚げは不可能）</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>上流側水位をフロートで検知し、無動力で倒伏可能である。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>㊸に同じ。</li> </ul>
運転費、維持管理	<ul style="list-style-type: none"> <li>動力が大きく、運転費用も多い。</li> <li>3年に1回程度に扉体、戸当り等の塗装が必要。</li> <li>捲揚機・配電盤等の点検・保守のケ所が多く、労力も多くかかる。作業は全て地上で行なうことができる。</li> <li>冬期間は、扉体を引揚げておくため問題はない。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>動力が小さく、運転費は少ない。</li> <li>扉体の塗装が3年に1回程度必要。</li> <li>点検・保守ケ所は少ないが扉体油圧シリンダー部の作業は、水中作業となる。配管は、埋設となるため大きな不等沈下がない限り安全である。</li> <li>定期的なオイルの交換が必要。</li> <li>冬期間の扉体の補修は不可能（水下埋設となる）</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>最も動力は小さく、運転費用は最少である。</li> <li>塗装の必要はないが、扉体の損傷を常に点検・補修しておく必要がある。（水中作業）</li> <li>動力系の点検は少ない。</li> <li>水式の場合冬期間の扉体及び配管内の水を完全に排除する必要がある。</li> <li>冬期間の扉体の補修は不可能。</li> </ul>
耐摩耗・耐衝撃性	<ul style="list-style-type: none"> <li>転石、流砂等による摩耗に対しては、ゴム製に比べ劣る。</li> <li>流木・流氷等の流下物衝撃に対して大きな応力が扉体に生ずる。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>㊸に同じ</li> <li>㊸に同じ</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>耐摩耗性に優れる。</li> <li>衝撃を吸収し、大きな応力は発生しない。</li> </ul>
実施例	<ul style="list-style-type: none"> <li>最も古くから使用され実施例も多い。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>㊸に比べ実施例は少ない。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>開発の歴史が浅く実施例は少ない。</li> </ul>
経済性	<ul style="list-style-type: none"> <li>扉体捲揚：180万円/m<sup>2</sup></li> <li>土木構造物が大規模となり、基礎地盤条件が悪い場合更に工事費は多くなる。最も高価。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>扉体油圧系統：120万円/m<sup>2</sup></li> <li>㊸に比べ土木構造物は小規模で済み、基礎工事も少なくて済み。</li> <li>㊸と㊺の中間</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>扉体送水（風）：100万円/m<sup>2</sup></li> <li>土木構造物は最も小規模であり、基礎地盤にはあまり影響されない。最も安い。</li> </ul>



表 6.(91) ゴム堰・水方式・空気方式比較

項目 \ 方式	水方式	空気方式
気温	極寒地においては膨張用水の結氷の恐れあり。	気温差が著しい場所では袋体内圧に変化が生じる。
下部にかかる荷重および地盤	空気より大きい	小さい 軟弱地盤の場合は水方式に比較し有利
耐越流水深	空気方式に比較して大きい越流水深に耐える。	大越流深でなくても起伏操作時には流れの集中が生じる。
操作時の袋体形状の安定性	比較的等しい水深で全幅的に越流する。	内圧が下ると流れの集中現象が生ずる。
水位調節	空気式に比較し、調節しやすい。	
給排について	同河川水を利用した時は、その流量によって左右される。(水道または井戸水を利用した時は給水時間は安定する) 空気式と同一管径の場合管内摩擦損失が大きく、空気式に比べ時間を要す。	給排気時間はいかなる場合も大差なく時間も早い。
給排パイプ内の状態	土砂混入水を使用した場合長年の間にはパイプ内及び水槽内に堆積し排除の要あり。	水式に比べ小口径管の使用が可能パイプ内が閉塞することはない。
漏れの発見	容易。	容易でない。
袋体の周長	空気式に比較して周長が長くなる。 $周長 = 4.5 \times H$ 	$周長 = 3.5 \times H$ 
その他の構造物	多くの場合沈砂装置・水槽を要する。 	フロート室のみで良い。 
価 格	エア式の方が周長が短いことによる材料が安価、給排用のパイプが細いから材料が安価、コンクリート工事(操作室)が安価	

(4) 構造計画

1. 堰本体

① 堰の高さ

堰本体の高さは、用水路計画に必要な高さを基に、取入れの損失、高水敷の高さ等を考慮し余裕高を加え、表 6.(92)に示す通り決定した。なお堰本体がゴム堰であり、融氷時の流水から保護する目的で、堰本体の基礎面を計画河床（土砂吐敷高）より 0.5 m 上げるものとした。

表 6.(92) 堰の高さ

	頭道岡	万金山	備考
水路計画に必要な水位	90.50 m	75.00 m	
計画高水敷高	90.77	75.38	
堰上げ水位	90.57	75.18	損失水頭 { $\begin{matrix} 0.07 \\ 0.18 \end{matrix}$ } を見込む
堰天端標高	90.67	75.28	余裕 0.10 m
堰高さ	2.35	2.35	(堰天端) - (計画河床) - 0.5 m

② 堰本体の長さ

計画洪水に対し通水断面を確保し、それに必要な堰長を決定した。

表 6.(93) 堰本体の長さ

	頭道岡	万金山	備考
河川底水路断面（底幅）×（高さ）	$44^m \times 2.45^m$ (b) (H)	$95^m \times 2.45^m$ (b) (H)	河川計画断面 法勾配 1:2.0
必要断面積	$119.8^m^2$	$244.8^m^2$	
土砂吐部通水断面積	$10^m \times 24.5^m = 245^m^2$	$25^m \times 24.5^m = 612^m^2$	土砂吐の項参照
本体部断面（底幅）×（高さ）	$45^m \times 1.95^m$ (b) (H)	$95^m \times 1.95^m$ (b) (H)	法勾配 1:2.0
本体部通水断面積	$95.4^m^2$	$192.9^m^2$	
堰部合計通水断面積	$119.9^m^2$	$254.2^m^2$	> 必要断面積

## 2. 取水施設

### ① 取入れ口位置

両頭首工ともに左岸側に土砂吐ゲートが設置され、左岸取水口は、土砂吐ゲート直上流に設ける。右岸側は堰上流の低水路わん曲部外側に設置し、高水敷内を堤外水路で対岸まで導水するものとした。

### ② 敷高

土砂吐敷高は土砂の流入を防ぐため、右岸側は土砂吐敷高より1.0 m上げる。また、右岸側は、自然取入れとなるため計画堰上げ水深(H)の6割の位置に設けた。

### ③ 取り入れ幅

取り入れ幅(B)は、計画取水量(Qi)、流入水深(hi=計画取水水位-敷高標高)及び流入流速(Vi)の関係により次式により求める。但し、流入流速は、0.6~0.7 m/sの範囲とする。

$$B = \frac{Q_i}{h_i \times V_i}$$

計算結果を表6.(100)に示す。

表 6. (94)

	頭道崗		万金山		備 考
	左 岸	右 岸	左 岸	右 岸	
取 水 量 (m <sup>3</sup> /s)	9.84	4.40	16.13	9.52	
取入部河川水深 (m)	2.25		2.25		取水水位-計画河床
取入水深 (m)	1.25	0.90	1.25	0.90	
取入れ幅 (m)	12	7	20	15	
取入流速 (m/s)	0.66	0.70	0.65	0.70	

## 3. 土砂吐

### ① 設置位置

頭道崗、万金山両頭首工共に両岸取水であり、いずれの場合も左岸側が取水量が多く、土砂吐施設は左岸側に設けた。

### ② 土砂吐の必要幅員

#### a. 排砂に必要な幅員

かんがい期平均流量において、土砂吐部で射流を発生させ跳水後下流で無理なく取り付くような幅員を求める。

b. 中・小流出流下に必要な幅員

1年に2回程度の出水に対しては、堰本体(ゴム堰)を倒伏させることなく、土砂吐部のみで流下できる幅員を確保する。

各々の条件での土砂吐の必要幅員を、表6.(95)に示す。

表 6.(95) 土砂吐必要幅員

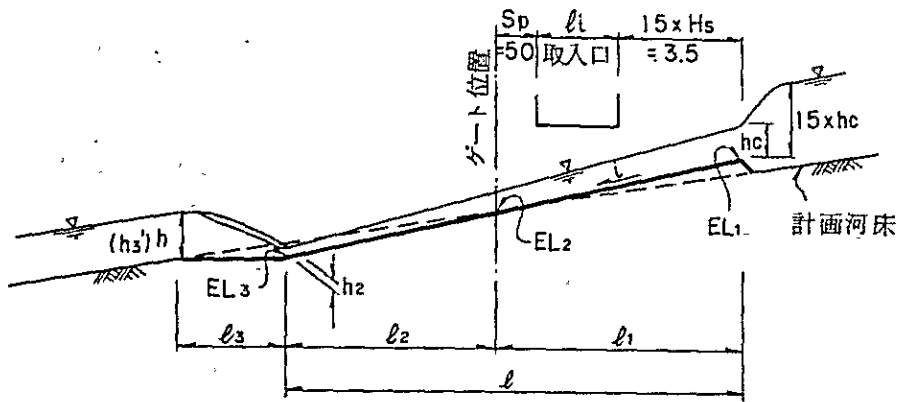
	頭 道 崗	万 金 山	備 考
かんがい期平均流量 ( $Q_m$ )	18.8 ( $m^3/s$ )	31.2	
同上下流水深 ( $h_{sm}$ )	0.86 (m)	0.63	等流水深
跳水後の水深が、 $h_{sm}$ となる単位幅流量 ( $q_m$ )	$(m^3/s/m)$ 2.00	1.25	フルード数 1.3 とした。
排砂に必要な幅員 ( $B_m$ )	9.4 (m)	25.0	$B_m = Q_m / q_m$
中・小出水量 ( $Q_f$ )	65 ( $m^3/s$ )	90	2回/年(ダム無)
同上下流水深 ( $h_{sf}$ )	1.80 (m)	1.19	等流水深
跳水後の水深が、 $h_{sf}$ となる単位幅流量 ( $q_f$ )	$(m^3/s/m)$ 8.0	3.7	フルード数 1.0 とした。
$Q_f$ を流下させるために必要な幅員 ( $B_f$ )	8.1 (m)	24.3	$B_f = Q_f / q_f$

以上計算の結果に、下流への放流量調節及び、流氷の氷塊の大きさ等を考慮し、土砂吐ゲートのスパンを以下の通り決定した。

$$\text{頭道崗} \quad 7m \times 1門 + 3m \times 1門 = 10m$$

$$\text{万金山} \quad 10m \times 2門 + 5m \times 1門 = 25m$$

③ 土砂吐縦断計画



- Bm : 土砂吐幅
- Qm : カンガイ期平均流量
- hc : 限界水深
- i : 土砂吐勾配
- h<sub>2</sub> : 土砂吐下流端水深
- h<sub>3</sub> : 洩水後水深
- h<sub>3</sub>' : 下流水深
- Hs : 取入れ水深
- li : 取入れ幅
- Sp : 取入れ端からゲート位置の距離
- l<sub>1</sub> : 土砂吐上流長さ
- l<sub>2</sub> : " 下流 "
- l : " 全長 "
- l<sub>3</sub> : 洩水長さ

図 6. (66) 土砂吐縦断

計算過程を表 6. (96) に示す。

表 6. (96) 土砂吐縦断計算

		頭道崗	万金山	備考
Qm	(m <sup>3</sup> /s)	188	312	
Bm	(m)	100	25.0	
q = Qm/Bm	(m <sup>3</sup> /s/m)	188	1.25	単位幅流量
Fr		1.3	1.3	フルード数
l <sub>1</sub> = 1.5 × Hs + li + Sp	(m)	20	30	li = { 1.2 m 頭 2.0 m 万 }
l <sub>2</sub> = 1.5 × Bm	(m)	15	35	
l = l <sub>1</sub> + l <sub>2</sub>	(m)	35	65	
hc = { q <sup>2</sup> / g } <sup>1/3</sup>	(m)	0.71	0.54	
h <sub>2</sub> = { q <sup>2</sup> / (Fr <sup>2</sup> · g) } <sup>1/3</sup>	(m)	0.60	0.46	
h <sub>3</sub> = $\frac{h_2}{2} (\sqrt{8 \cdot Fr^2 + 1} - 1)$	(m)	0.84	0.64	≒ h <sub>3</sub> ' { 0.86 m 頭 0.63 m 万 }
i = $\frac{1}{l} (h_2 + \frac{q^2}{2 \cdot g \cdot h_2^2} - 1.5 hc) + \frac{n^2 \cdot q^2}{\{(hc + h_2)/2\}^{10/3}}$		1/193	1/200	n = 0.017

## (5) 管理計画

### 1. 流氷対策

#### ① 流氷の問題点

流氷は、春になって気温が上昇すると、氷と土の接触面から溶けて、氷塊として流下する。

この場合、氷が河底をこするか、もしくは衝突することによって、頭首工構造物を損傷するおそれがある。

かんがい用水の必要な時期が4月初旬からであり、取水位を確保する必要があると同時に、4月中旬までは流氷のある時期と重なることになる。

仮に、流氷対策が困難であれば取水時期を遅らせる必要が生ずる。

流氷は取水計画と頭首工構造上の問題がある。

#### ② 流氷の実態

撓力河宝清地点における流氷は、1975年で、最大、長12m、巾10mの氷塊があり、流下速度は0.56m/sである。年最大の氷厚は0.87mとなっている。

流氷の期間は年によって異なるが、4月上旬、中旬の間で10日間程度である。

流れがゆるやかなため、流下する氷による損傷が生ずることは無いものと判断される。

#### ③ 対策について

中国では流氷が無くなってから堰上げて取水しており、流氷は土砂吐敷高を可動部敷高より低くして、そこから流している。

次に、かんがい計画どおり、4月に入ってすぐ取水する場合を考えてみる。この場合は頭首工上流の水位が高く、下流は低い状態にあり、土砂吐から水が下流へ流れ、堰本体からの越流はないとする。

流氷は扉体にぶつかるが、停滞している水面では特に問題ないであろう。

土砂吐から流氷を流す場合は、越流させるしかなく、二段ゲートとして、下流側は氷の落下に対する策が必要となり、工夫を要する。例えば水じょく池を設けるなどである。

流氷を流さずに、頭首工上流に浮かせて、溶けるのを待っていても問題ないであろう。

流氷が慣性で流れて扉体に衝突する場合はかなりの力が生ずる。

鋼製ゲートに氷が衝突する場合は、たわみが小さいので大きな衝突力が生じ、破壊するので、防衛施設を必要とすると考えられる。

防衛施設としては、防舷材、ゲート上流に防衛材を設けるなどが考えられる。

現在、寶石河に頭首工があり、門柱先端をとがらせた形状にしており、扉体が破損されていないことから、前面に鉄筋コンクリート等の防衝施設を設ける程度で良いと考えられる。

以上検討の結果対策としては、極力取水開始時期を流水が無くなってから（4月中旬～下旬）とするか、あるいは施設としては防衝材を前面に設ける案を採用した。

## 2. 管理施設

### ① 操作設備

土砂吐ゲート、堰本体ゲートは電動とし、取水ゲートは電動・手動併用とした。左岸に操作室と管理人室を有する管理事務所を設け、かんがい期の管理人が常駐を可能とした。

### ② 操作管理橋

土砂吐に操作管理橋を設けた。左右岸へ移動するための堰上の管理橋は設けない。したがって右岸ゲート操作は、遠方操作または、電話による人為操作とした。

### ③ 受配電設備

### ④ 水位、流量観測設備

## 3. ゲート操作方法

取水量、河川流量の変化に対応して操作することとした。

### ① 常時

常時は、河川流量及び取水量のゆるやかな変化があり、取水量と下流放流量を把握すれば良い。そのためには堰上下流水位及び取水ゲート上下流の水位を測定すれば良い。

万金山の場合は下流放流量が小さいので小さいゲートを設けるべきであり、頭道崗も最大放流量は大きくても、小さい場合もあるので、短スパンのゲートを設けることとした。

取水口のゲートは短スパンとするので問題ない。

### ② 洪水時

河川流量が増してくると、下流放流量を増して、堰上流水位を変化させないようにして取水量把握を容易にすることとした。この場合、土砂吐ゲートの関度で放流量を調節する。

なお流量が増せば、土砂吐ゲートを全開し、さらに水位が上昇して扉体天端から越流し、所定の水位に達したら倒伏せしめる。倒伏させる水位は高水敷高以下として河道が荒れるのを防止する。

流量が減少し、取水の必要があれば扉体を起こして前述の操作を行う。

取水量，放流量，門扉越流量は予め作成された上下流水位と流量の関係によって把握する。

③ 土砂吐使用時

上流水位をせき上げた状態で土砂吐ゲートを全開し，土砂を流す。流量が減少したらゲートを閉めて水位を上げ，その後に開放し所要流速を確保して，土砂を流す計画とする。

### 6.3 排水機場

本排水計画地区内で機械排水を必要とする地域は，大撈力河左岸，青山第二総干地域である。

大撈力河改修計画による計画水位は，機場予定地の哈棠果地点で $P=20\%$  ( $1/5$  確率) は，EL.61.26m であり，本地域の最低地盤高はEL.59.50m である。

この地域は土地利用計画の中で水田としており，その面積は56.7K $m^2$  (うち水田48.19K $m^2$ ) である。

このように当機場は，主として水田を対象とした排水施設であるため，基準田面上24時間程度の湛水を許容する範囲で規模決定するのが合理的であると判断した。

(1) 位置の選定

機場位置は，当排水流域の東北端で，青山第一総干(計画)と大撈力河の合流部，流域最低地盤地点の哈棠果地点とした。

(2) 規模の決定

1. 流入量と排水量

青山第二総干(哈棠果)，流域面積56.7K $m^2$  の $P=20\%$  ( $1/5$  確率) 降雨流出量(機場地点への流入量)は前述の排水計算にて算出され，その最大流出量は33.23 $m^3/s$  であり流出ハイドログラフは表6.(97)の通りである。

また，地盤標高FL.60.0m 以下が，当受益面積の数パーセントと，きわめて少ないので，基準田面高をEL.60.0m とすると，基準田面上24時間以内湛水，最大湛水深30cm許容で，15.5 $m^3/s$  の排水となり，機械稼働中，湛水を含めて無湛水になるまでの時間は27時間となった。(図6.(67)，表6.(98))

以上より $P=20\%$  降雨による流入時の計画排水量を15.5 $m^3/s$  とした。



表 6. (97) 標高別湛水面積, 湛水量

標高 (H)	面積 (A)		容積 (V)		備考
	單面積	累加面積	單容積	累加容積	
EL. m 60.0以下	0.39Km <sup>2</sup>	0.39Km <sup>2</sup>	97,500m <sup>3</sup>	97,500m <sup>3</sup>	最低地盤 EL. 59.50m
60.0~60.5	3.59	3.98	1,092,500	1,190,000	
60.5~61.0	8.30	12.28	4,065,000	5,255,000	
61.0~61.5	9.90	22.18	8,615,000	13,870,000	
61.5~62.0	13.14	35.32	14,375,000	28,245,000	
62.0以上	11.38	46.70	20,505,000	48,750,000	

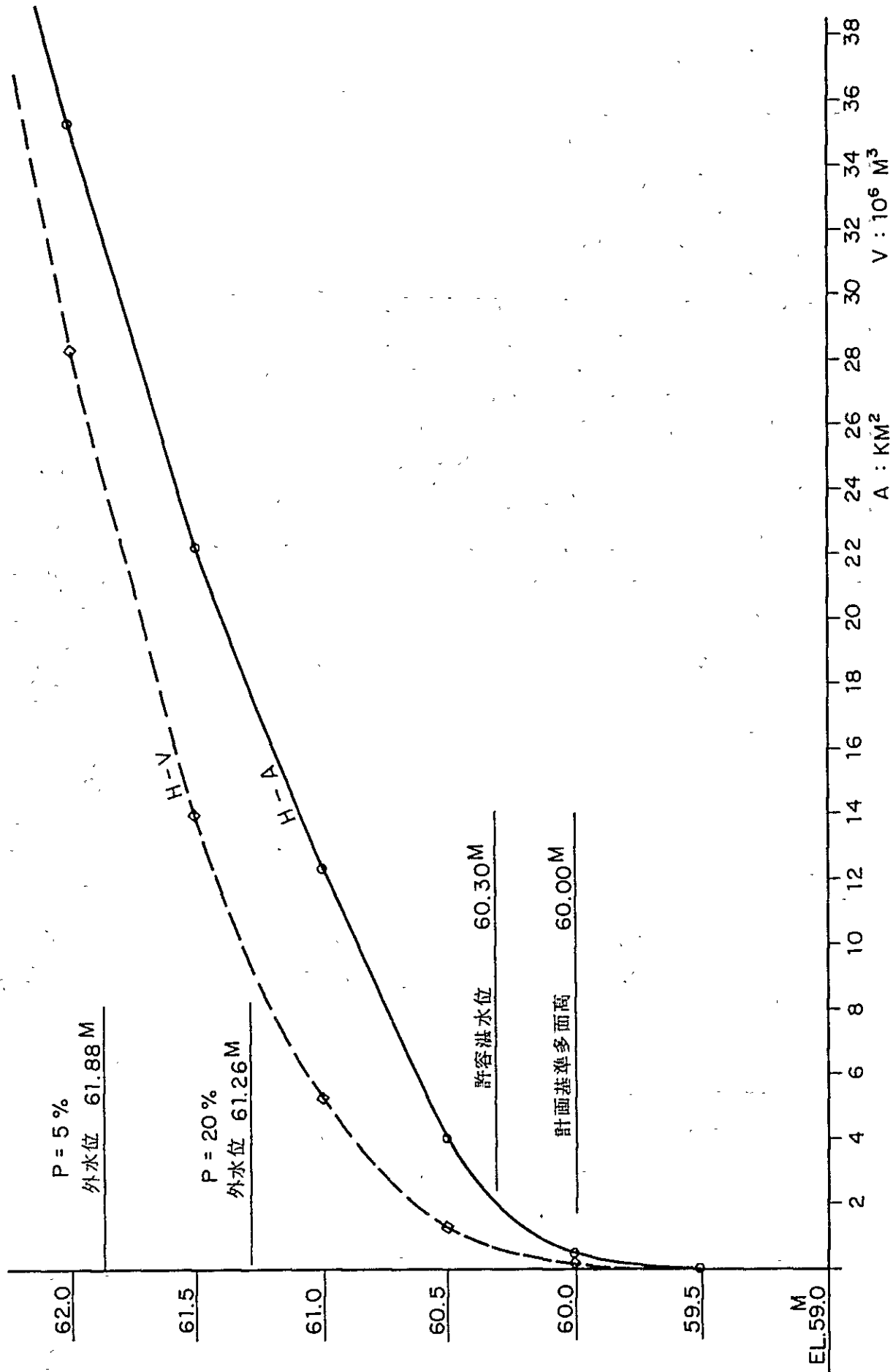
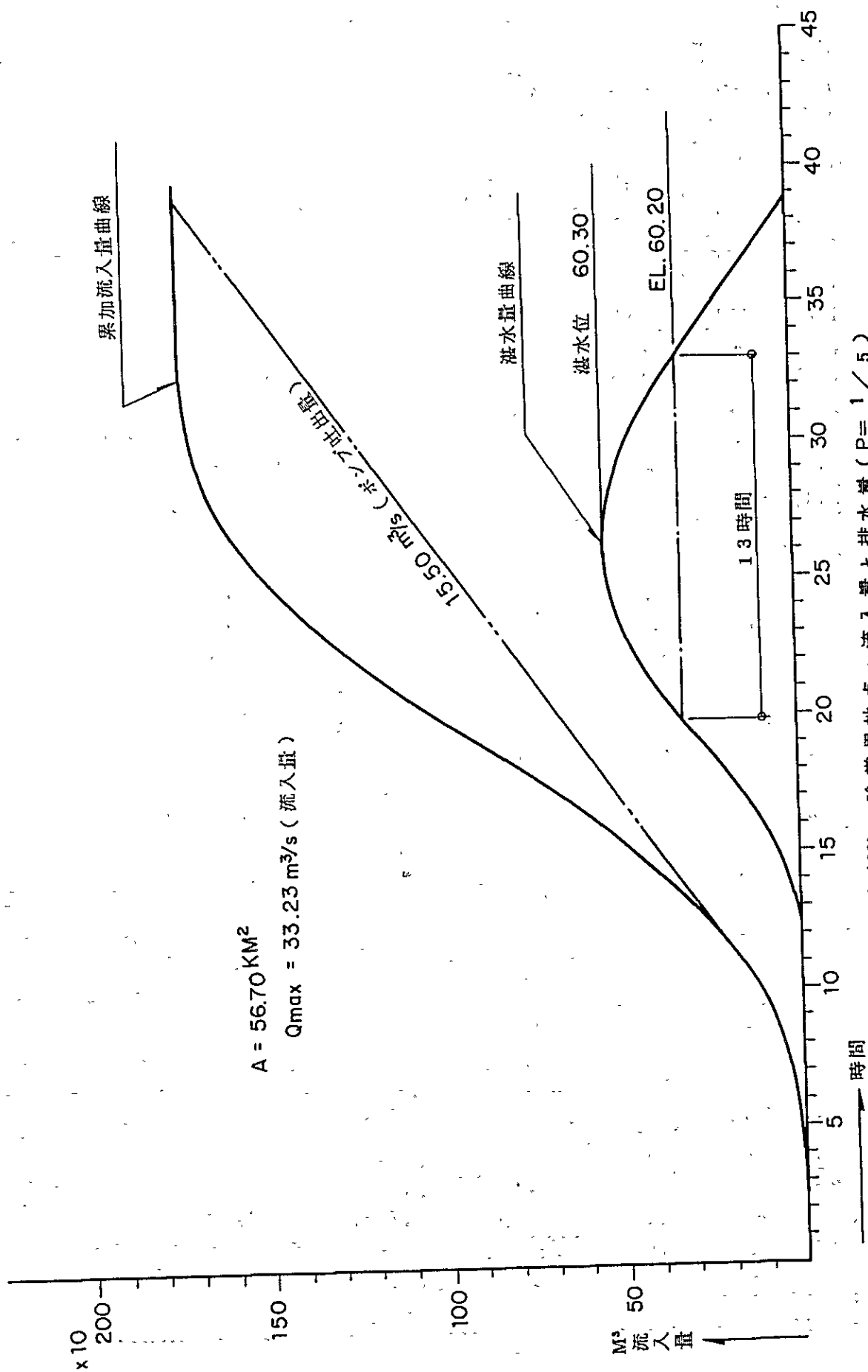


圖-6.(67) 哈榮果流域H-V-A曲線

表 6. (98) 計画排水量の検討

時間 T	流出量 Q (m <sup>3</sup> /s)	累加流出量 Σ Q	累加容量 ΣV (m <sup>3</sup> )	累加排水量 ΣVO (m <sup>3</sup> )	備 考
1	0.14	0.14	504		ポンプ吐出量
2	0.47	0.61	2,196		15.5m <sup>3</sup> /s
3	0.96	1.57	5,652		=5,800m <sup>3</sup> /hr
4	1.49	3.06	11,016		
5	2.06	5.12	18,432		
6	2.70	7.82	28,152		
7	3.41	11.23	40,428		
8	4.88	16.11	57,996		間ボ
9	7.21	23.32	83,952		欠ン
10	10.23	33.55	120,780		運ブ
11	13.24	46.79	168,444	168,444	転
12	16.21	63.00	226,800	224,244	
13	18.99	81.99	295,164	280,044	
14	21.58	103.57	372,852	335,844	
15	24.08	127.65	459,540	391,644	
16	26.55	154.20	555,120	447,444	
17	28.96	183.16	659,376	503,244	
18	31.30	214.46	772,056	559,044	
19	33.07	247.53	891,108	614,844	ボ
20	32.95	280.48	1,009,728	670,644	ン
21	31.05	311.53	1,121,508	726,444	ブ
22	28.59	340.12	1,224,432	782,244	・
23	26.08	366.20	1,318,320	838,044	フ
24	23.54	389.74	1,403,064	893,844	ル
25	20.83	410.57	1,478,052	949,644	運
26	17.95	428.52	1,542,672	1,005,444	転
27	14.94	443.46	1,596,456	1,061,244	(湛水位
28	11.93	455.39	1,639,404	1,117,044	60.3M)
29	8.91	464.30	1,671,480	1,172,844	
30	5.90	470.20	1,692,720	1,228,644	
31	3.63	473.83	1,705,788	1,284,444	
32	2.27	476.10	1,713,960	1,340,244	
33	1.70	477.80	1,720,080	1,396,044	
34	1.17	478.57	1,724,292	1,451,844	
35	0.68	479.65	1,726,740	1,507,644	
36	0.27	479.92	1,727,712	1,563,444	
37	0.05	479.97	1,727,892	1,619,244	
38	0	"	"	1,675,044	
39	"	"	"	1,727,892	



A = 56.70 KM<sup>2</sup>

Q<sub>max</sub> = 33.23 m<sup>3</sup>/s (流入量)

圖-6.(68) 哈榮果地点・流入量と排水量 (P=1/5)

## 2. 計画水位ならびに計画水位

### ① 洪水時

計画許容湛水位をEL. 60.30 m とするので、これを洪水時の計画内水位とした。

また、 $P = 20\%$ の哈棠果地点での大撓力河のピーク水位がEL. 61.26 m であるため、この値が外水位ハイドロピーク水位となる。

したがって計画外水位は、スクリーン損失を0.3 mとして図6.(69)の計算要領から次式により求めた。

$$\text{計画外水位 } Y = 59.70 + (61.26 - 60.30 + 0.30 + 0.30) \times 0.8 = 60.95 \text{ m}$$

### ② 常時

当地域は低湿地であり、未発達泥炭層が見受けられるので、開発後の経年圧密による地盤沈下が考えられる。

この圧密沈下を予想し、沈下後の最低地盤高をEL. 59.00 m とすれば、水田かんがいによる地下水排除を考え、この地盤より0.5～1.0 m程度、下った位置を計画内水位とするのが適当なため、本計画では、EL. 58.00 m を計画内水位とした。

また、その時の大撓力河平水位が計画上の外水位となるが撓力河の万金山地点における4月～8月のかんがい期間の平均流量が $3.12 \text{ m}^3/\text{s}$ であることから、小撓力河への分流量を差し引き、哈棠果地点での流量は $2.23 \text{ m}^3/\text{s}$ となり等流水深は、1.0 mとなるので、この時の水位 $57.88$  (計画河床高) +  $1.0$  (水深) =  $58.88 \text{ m}$  を計画外水位とした。

## 3. 揚程の決定

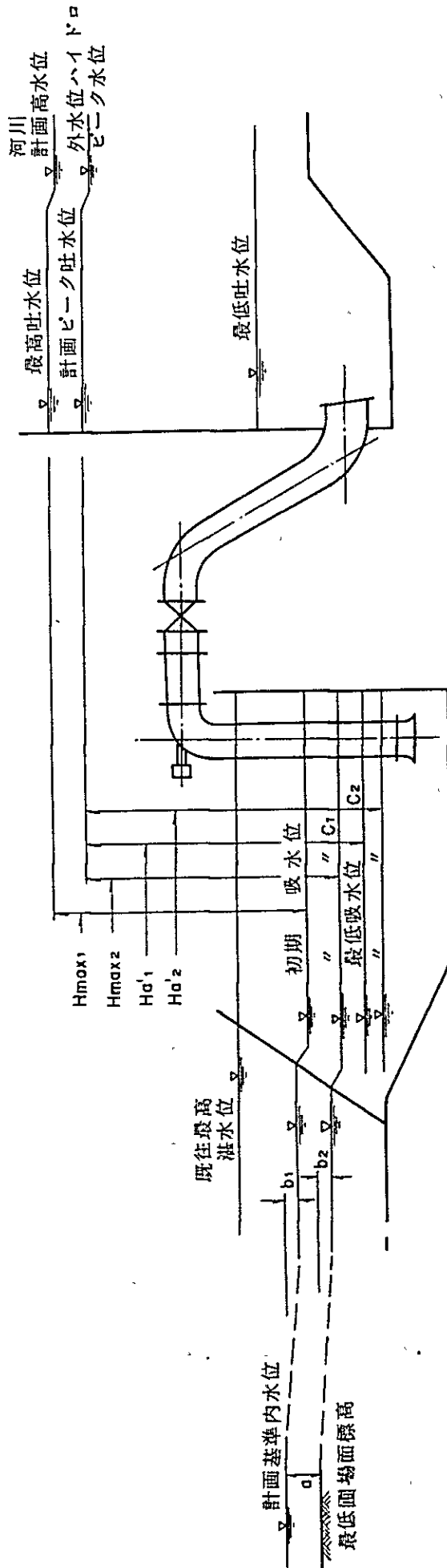
図6.(69)、図6.(70)の水位関係について、実揚程に諸損失を加算し、全揚程を決定した。

なお、スクリーン損失を0.3 mとし、ポンプ廻り損失を0.7 mとする。

### ① 洪水時

$$\begin{aligned} \text{計画実揚程 } H_a &= 0.8 H_p \\ &= 0.8 [ (\text{計画ピーク吐水位}) - (\text{許容湛水位}) + b + \\ &\quad (\text{スクリーン損失}) ] \\ &= 0.8 (61.26 - 60.30 + 0.30 + 0.30) \\ &= 1.25 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{計画全揚程 } H_t &= H_a + (\text{ポンプ廻り損失}) \\ &= 1.25 + 0.70 \\ &= 2.0 \text{ m} \end{aligned}$$



Ha : 設計点実揚程  
 $H_a = 0.8H_a'$

- 1. : 泄水許容の場合
  - 2. : " " しない場合
  - a : 0.3 m 程度 (許容泄水深)
  - b : 0.3 m "
  - c : 0.5 m "
- Hmax : 最高実揚程  
 Ha' : 計画最高実揚程

図 6. (69) 設計水位および実揚程 (洪水時)

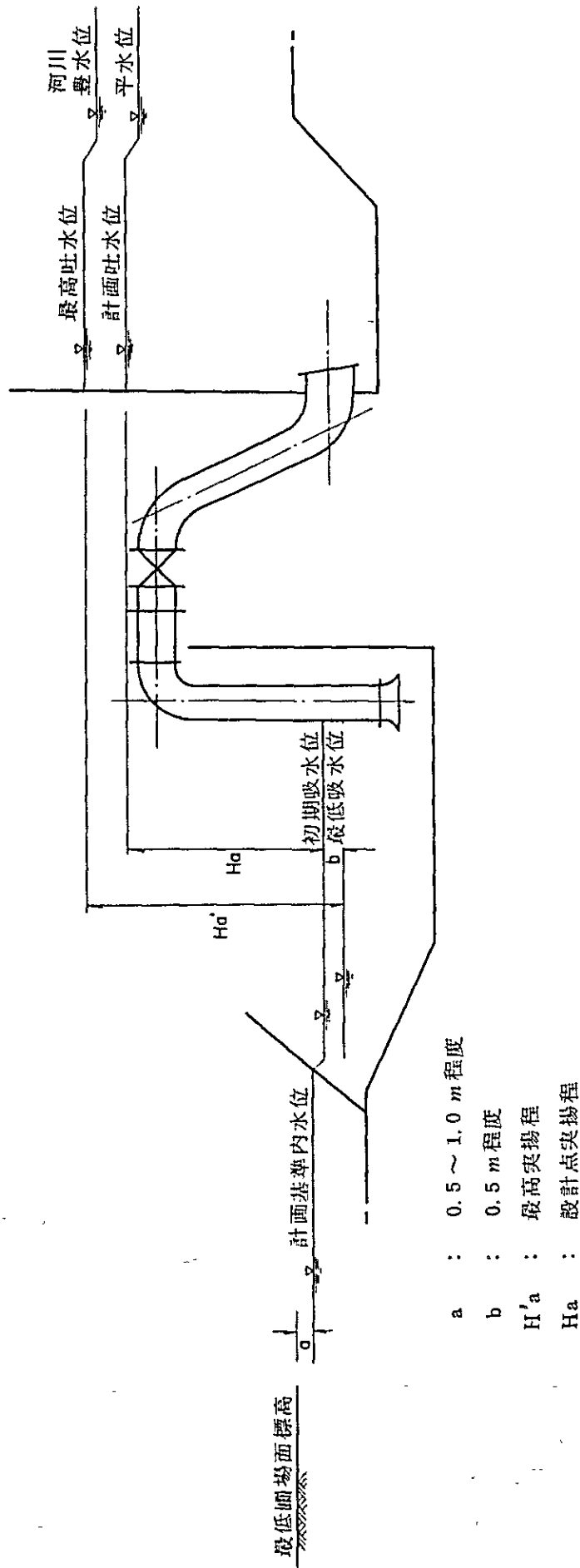


図 6. (70) 設計水位および突揚程 ( 常時 )

② 常 時

$$\begin{aligned} \text{計画実揚程 } H_a &= (\text{計画吐水位}) - (\text{最低圃場面標高}) + a + \\ &\quad (\text{スクリーン損失}) \\ &= 59.0 - 59.0 + 1.0 + 0.3 \\ &= 1.30 \text{ m} \\ \text{計画全揚程 } H_t &= H_a + (\text{ポンプ廻り損失}) \\ &= 1.30 + 0.70 \\ &= 2.0 \text{ m} \end{aligned}$$

4. 口径の決定と所要台数

小洪水時または、常時排水の対応と経済性を考慮して、 $\phi 1,200 \text{ mm}$ 、1台と $\phi 1,500 \text{ mm}$  3台の合計4台で計画排水量  $15.5 \text{ m}^3/\text{s}$  を排除することとした。

なお常時排水量は、かんがい期の排水量で決まるが、当地域の単位排水量は、 $0.05 \sim 0.10 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}^2$  と推定されることと、暗渠排水試験による排水量が1日当り  $4 \text{ mm} \sim 7 \text{ mm}$  程度なので常時排水量は  $2.6 \text{ m}^3/\text{s} \sim 5.6 \text{ m}^3/\text{s}$  となり  $\phi 1,200 \text{ mm} \sim \phi 1,500 \text{ mm}$ 、1～2台で対応することになる。

口径別吐出量はポンプ性能を考慮し次の通りとした。

$$\phi 1,200 \quad \dots\dots\dots 2.6 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\phi 1,500 \quad \dots\dots\dots 4.3 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\text{すなわち全量では、} 2.6 + 4.3 \times 3 = 15.5 \text{ m}^3/\text{s}$$

(3) 機種を選定と原動機出力

1. 排水機

前述、規模の決定で、ポンプ口径は  $\phi 1,200 \text{ mm}$  と  $\phi 1,500 \text{ mm}$ 、全揚程は洪水時、常時とも  $2.0 \text{ m}$  とした。

この仕様条件では、経済的な選択順位で最も有利な、横軸型軸流ポンプで充分対応可能である。

また、立軸ポンプに比べ、自動運転の面では若干の難点はあるが、当地のような極寒地帯では、立軸ポンプの場合、水中にある羽根車部分の結氷が運転上、きわめて大きな支障となるので、立軸型ポンプの採用を避け、横軸型軸流ポンプとした。

2. 原動機

当機場は、洪水時の排水を主目的とするので、送電による電動機の場合、受電経路の断絶、発電所、変電所等の事故により、ポンプ自体の機能が停止するため、安全性に欠ける。

また、哈栗果地点は、かなり避地であり外線工事費も莫大なものとなり、経済的にも有利とはならないので、本計画では原動機をディーゼル・エンジンとした。



### 3. 原動機出力

原動出力 (Pm) は次式によって求めた。

$$P_m = \frac{0.222 \cdot Q \cdot H_t}{\eta_p \cdot \eta_t} (1 + \alpha)$$

$\eta_p$  : ポンプ効率

$\eta_t$  : 伝達効率

$\alpha$  : 余裕率

Q : 吐出量 ( $m^3/min$ )

Ht : 全揚程 (m)

Pm : 原動機出力 (PS)

#### ① $\phi 1,200$ mmポンプ

$$Q = 2.6 m^3/s = 156 m^3/min$$

$$H_t = 2.0 m$$

$$\alpha = 0.15$$

$$\eta_p = 0.82$$

$$\eta_t = 0.97 \text{ (遊星歯車減速機)}$$

$$P_m = \frac{0.222 \times 156 \times 2.0}{0.82 \times 0.97} (1 + 0.15)$$

$$\approx 100 \text{ PS}$$

#### ② $\phi 1,500$ mmポンプ 1台当り

$$Q = 4.3 m^3/s = 258 m^3/min$$

$$H_t = 2.0 m$$

$$\alpha = 0.15$$

$$\eta_p = 0.83$$

$$\eta_t = 0.97$$

$$P_m = \frac{0.222 \times 258 \times 2.0}{0.83 \times 0.97} (1 + 0.15)$$

$$\approx 170 \text{ PS}$$

#### (4) 吸, 吐水槽と上屋規模

既述設計諸条件を考慮し, 吸, 吐水槽と上屋規模を図 6.(72), (73) の通りとした。

ポンプ口径

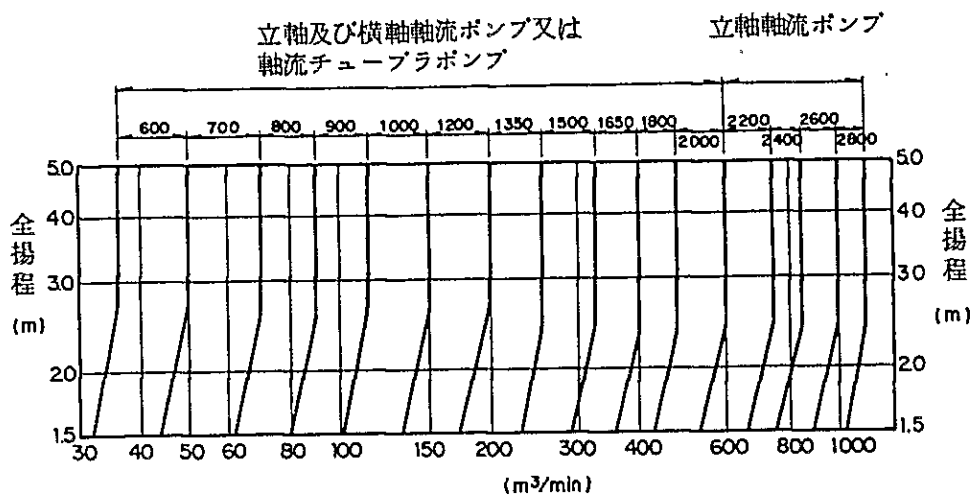


図 6. (71) 低揚程軸流ポンプ適用線図

- 注) 1. 本図により選定された口径は標準を示す。  
 2. 本図において設計点吐出量と設計点全揚程の交点が境界線上にきた場合は下位のものを選定する。  
 3. チューブラポンプ 2,200 mm 以上の寸法については、各社により差があり標準化することはできないが製作は可能である。

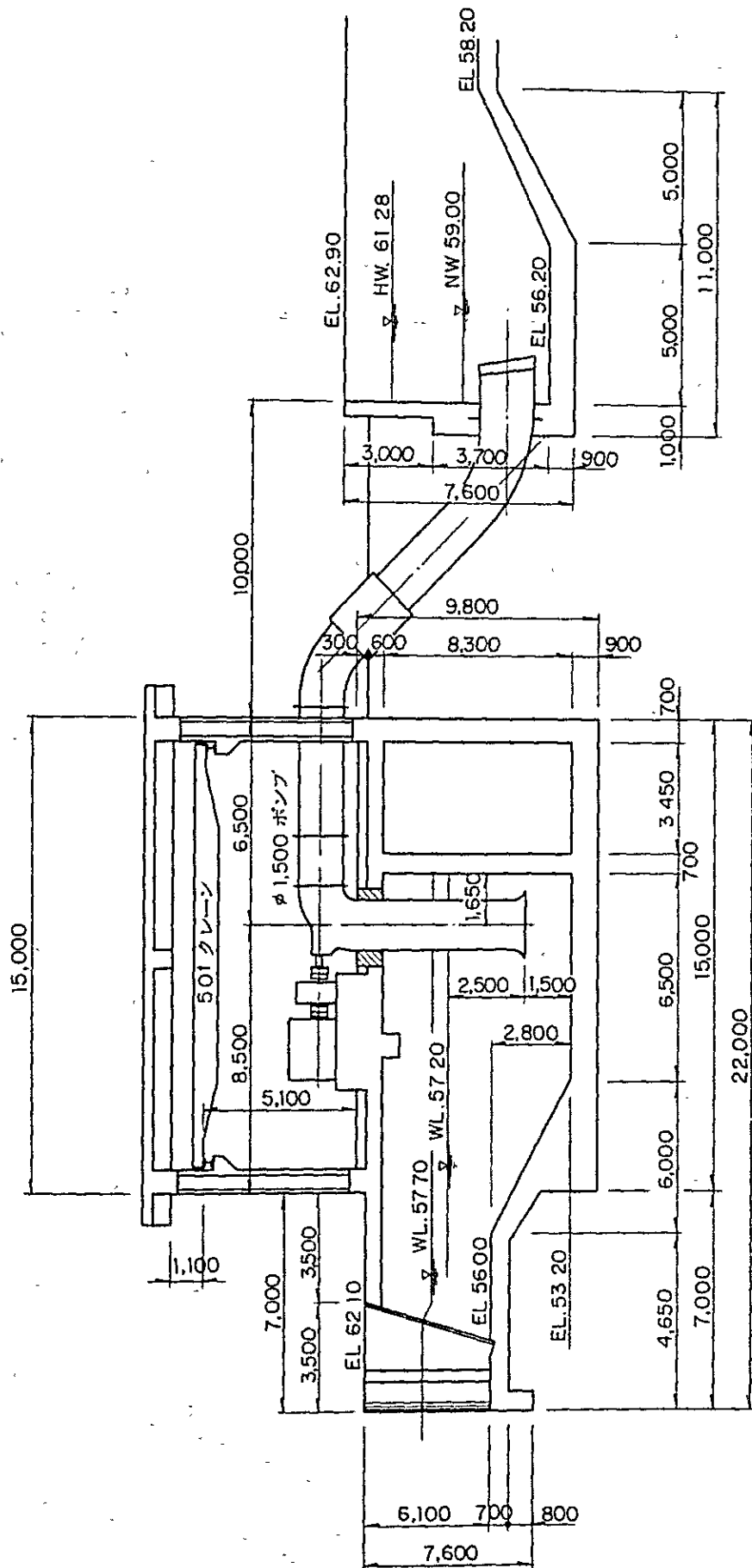


図 6. (72) 排水機場構想図

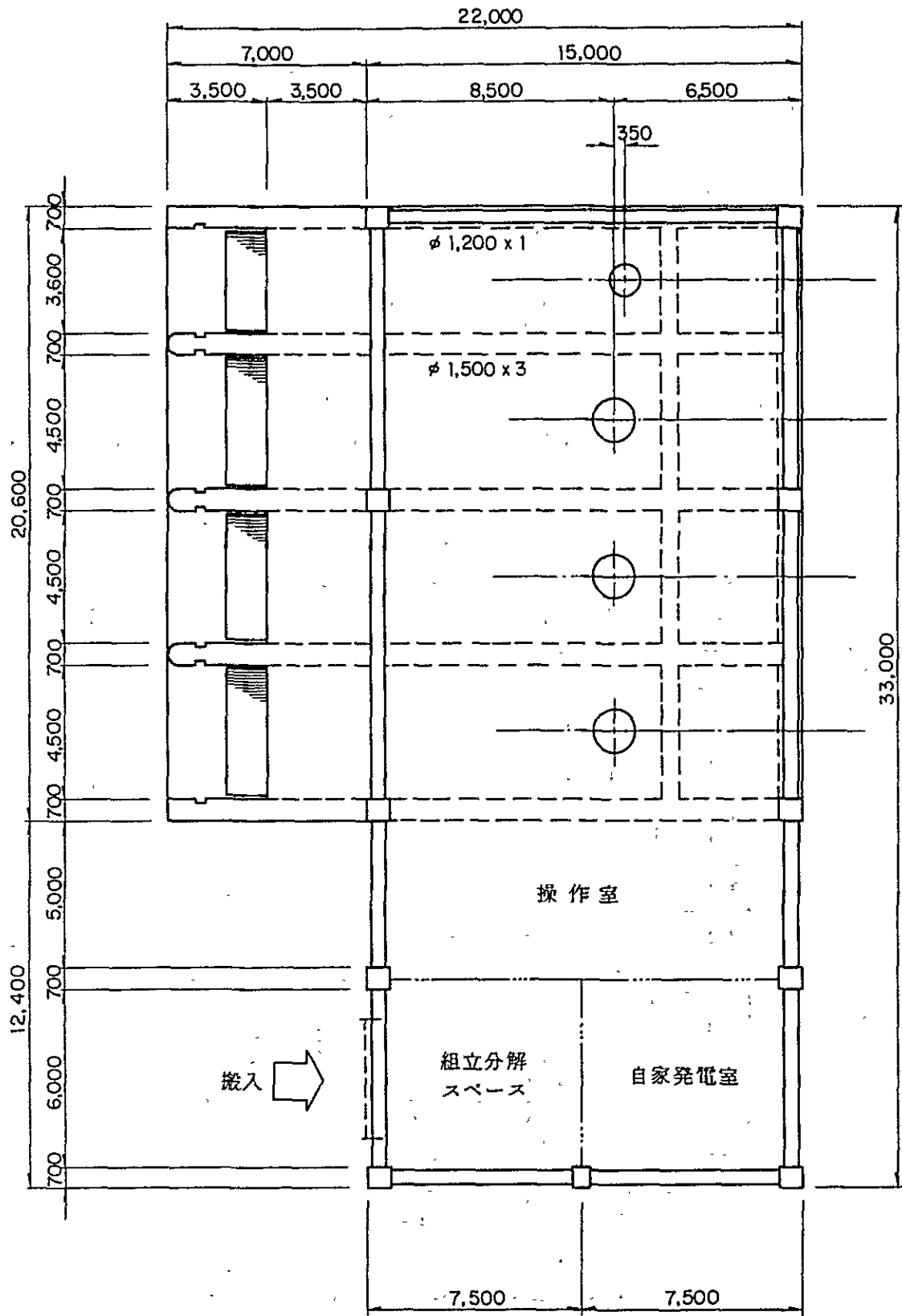


図 6. (73) 排水機場平面

(5) 基礎の設計

現地表面は泥炭層の軟弱地盤なので、将来の地盤沈下を考慮し、基礎工を杭支持基礎とした。

なお支持層は、構造物基底下 20 m とし、杭先端地盤 N 値を 40、地層の平均 N 値を 10 として検討する。

1. 杭基礎の検討

$$R_a = \frac{1}{3} R_u$$

$$R_u = q_d \cdot A + U \cdot \sum \ell_i \cdot f_i$$

$R_a$  : 地盤から定まる杭の許容支持力 (t)

$R_u$  : 地盤から定まる杭の極限支持力 (t)

$q_d$  : 杭先端極限支持力 ( $t/m^2$ )

$A$  : 杭の先端面積 ( $m^2$ )

$U$  : 杭の周長 (m)

$\ell_i$  : 周面摩擦力を考慮する層厚 (m)

$f_i$  : 周面摩擦力を考慮する層の摩擦力度 ( $t/m^2$ )

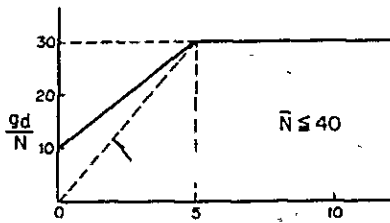


図 6.(80) より先端地盤の

極限支持力度は

$$q_d = 30N$$

$$= 30 \times 40 = 1,200 (t/m^2)$$

杭長 20 m のうち 10 m 部分の摩擦力を考慮し、

$f_i = 2 t/m^2$  とすれば

図 6.(74) 杭先端地盤の極限支持力  $q_a$

$$R_a = \frac{1}{3} (1,200A + 10 \times 2 \cdot U)$$

以上より杭径別支持力は

杭 径	∅ 600	∅ 500	∅ 400	∅ 350
$R_a$	125	89	58	45

以上となるが、材料費や打込手間等を考えると、∅ 500 が経済的に、優れているので、∅ 500 の P.C 杭を採用することにした。

2. 杭の配置

前記の検討の結果、機場各部の杭配置は図 6. (75)～(76) のとおりとなる。

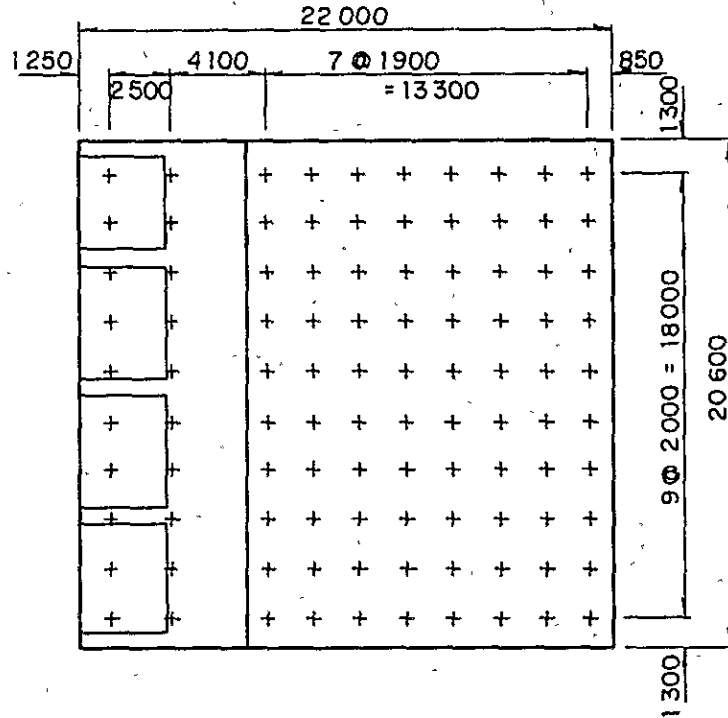


図 6. (75) 吸水槽

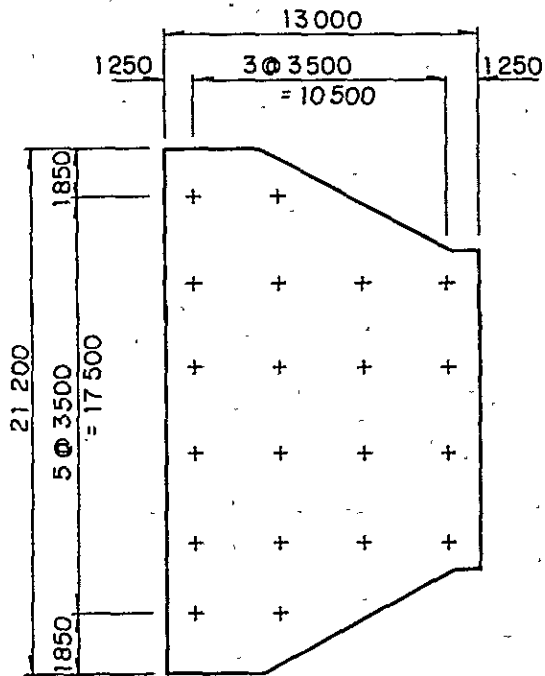


図 6. (76) 吐水槽

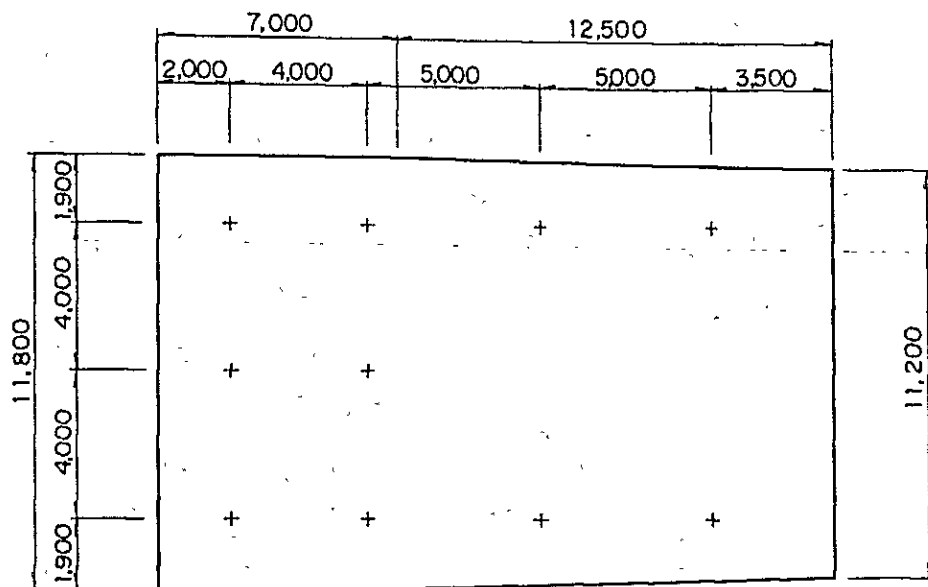


图 6. (77) 吐出桶管

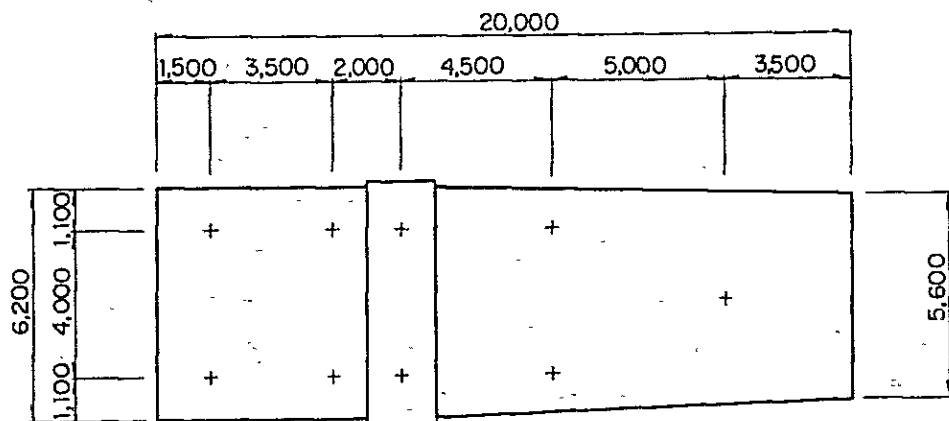


图 6. (78) 排水桶門

## 6.4 凍上対策

### (1) 中国における凍上対策の現況

凍上対策については、中国においては交通部門を除き設計基準はできていない。一般的な対策として、大構造物の場合は、基礎工や構造として力学的・水理的に対応させる方法をとっている。また、中小構造物は、経済性の問題もあり、対策を一率的に決めることは困難であり、気象・土質・地下水・凍結深・凍上深と構造物の規模を勘案して経済的に決定している。なお、日本で一般に実施されている積算寒度または凍結指数による判定方法は採用されていない。

また、凍上対策の基礎データをうるための土壌別凍結融解試験についても、目下、粘土、シルト、砂土についての結果のみで、三江平原に多く分布する白漿土、草甸土、分散土（Na成分が多く、細粒土で凍結融解に弱い）などの特殊土はデータがない。ただし、白漿土については土層が薄く、凍結に重要な影響を及ぼすことはないものと判断されている。

### (2) 日本と中国における凍上対策の同異点

凍結に関する土・水・温度・圧力についての基本的理論は、一致しているものの、技術的措置に若干の差異がある。日本では回避工法（置換工法、断熱工法）が主体であり、中国では、随時応変位法（置換工法、保温工法～末凍結層の利用）をとる。

これは、日中の気象条件の差異によることも原因の1つである。（他の原因は、経済発展の程度により対策が異なっている。）

	凍結指数	最大凍結深	積雪深
札幌	5 1 0℃	1 7 cm	9 6 cm
帯広	9 5 0	4 6	6 6
苫小牧	4 2 1	3 3	3 5
典型区	1 8 0 0<	2 5 2	3 3.9

この結果、日本では置換工法を主体とし凍結力を考慮に入れていない。この考え方は、凍結深の大きい中国では経済的でない。例えば、道路に日本の考え方を適用すると置換深は2.00 m以上となる。

したがって、中国では、各構造物につき経験的に有効な対策を考案している。（中国における構造物別実施例が別途報告されている。）

### (3) 凍上対策の具体的方針

凍上対策の具体的方針は中国での経験をもとに、次の如く取り扱うこととした。

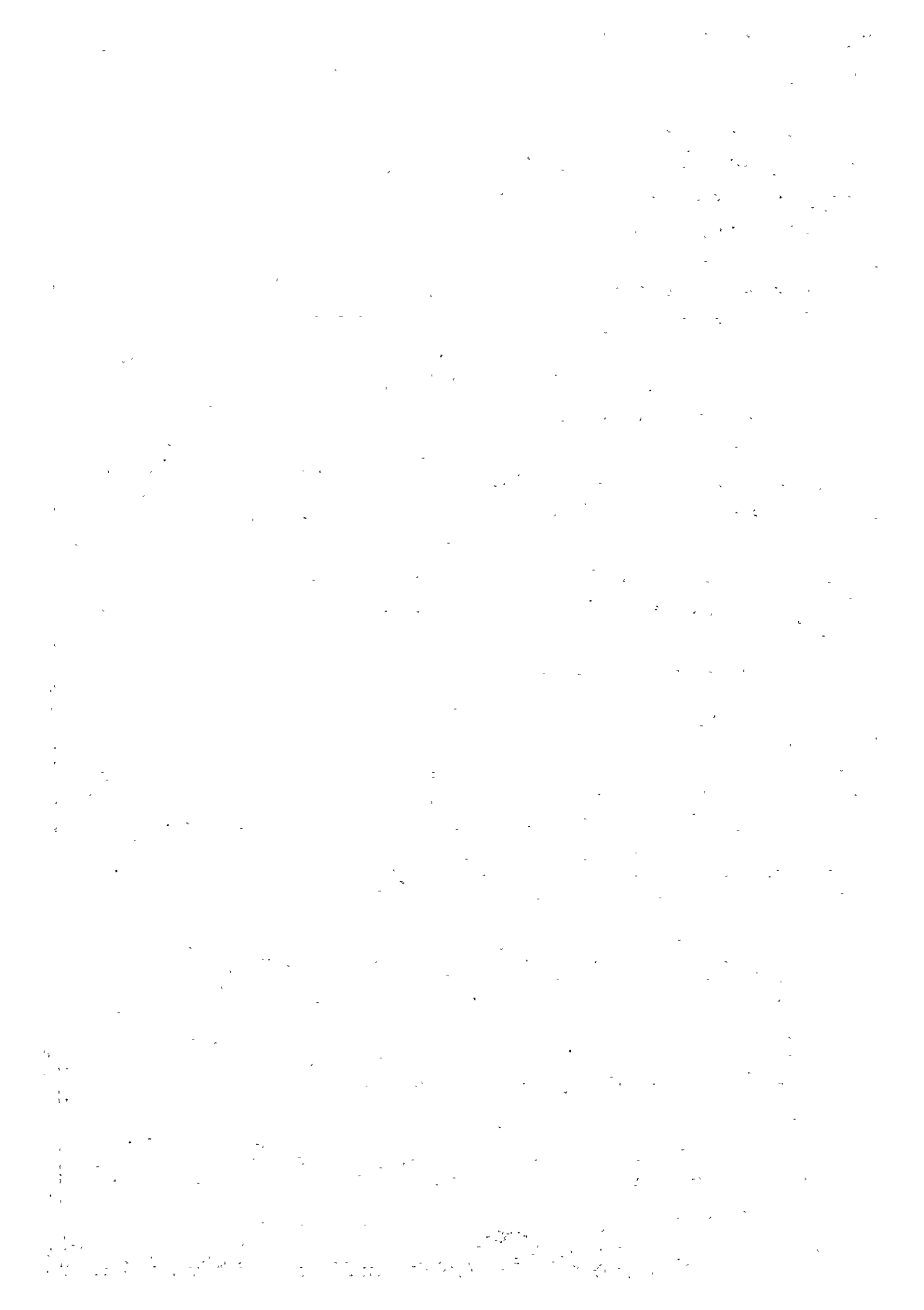
1. 各構造物を平面配置する際、なるべく地表を覆う構造のものを避け、あるいはその接触面積を小さくすること。
2. 凍上が予想される杭及び杭基礎に対しては不凍層に必要な応じフーチングを張り



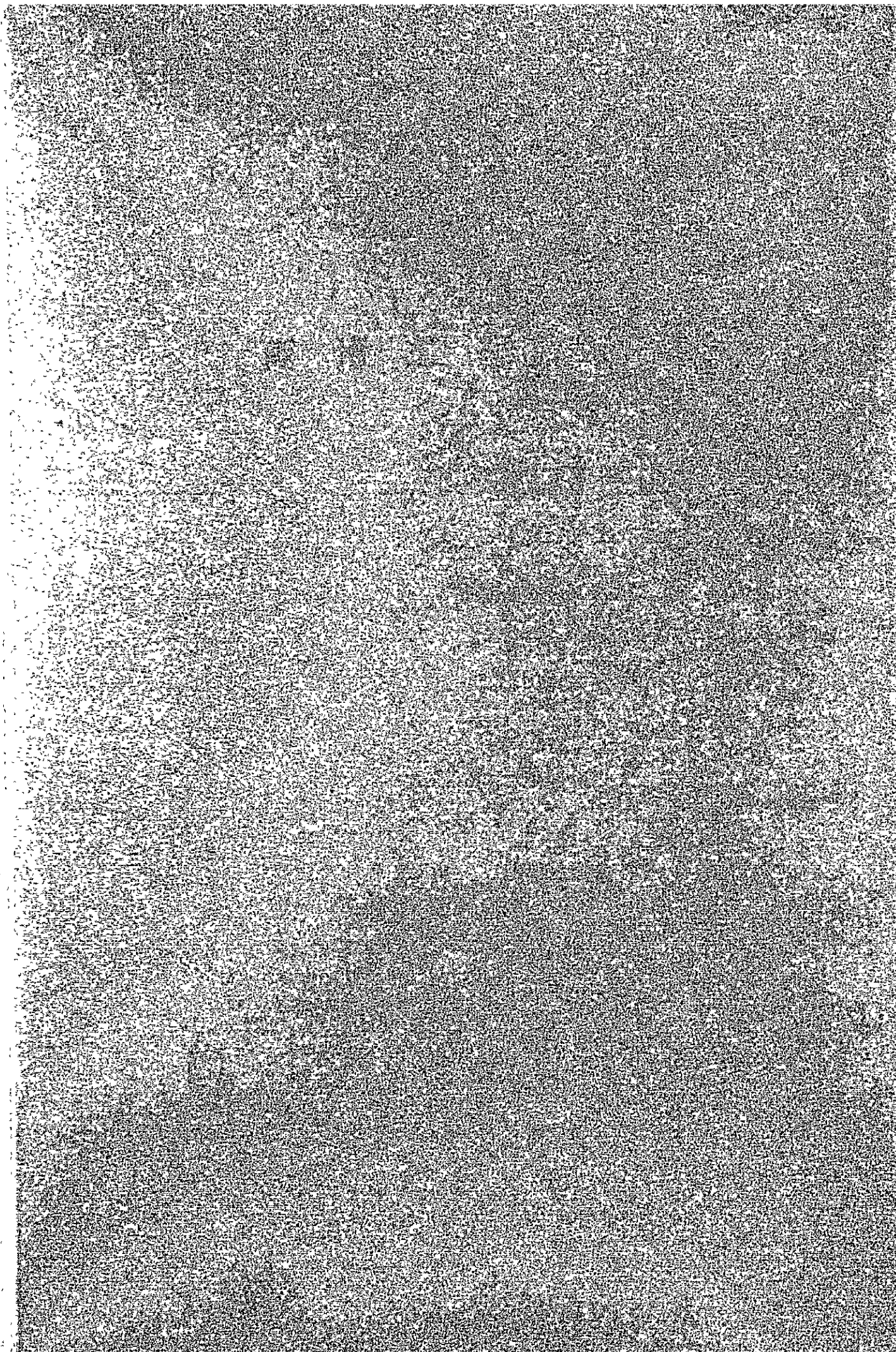
出す構造とする。

3. 基礎は、凍上力に対抗できる深さと直径とし、必要な強度をもつこと。
4. 凍結層に設けるカルバート等の中空構造物は、凍結圧に耐えうる円形、アーチ形あるいはボックス構造などを採用する。
5. 条件が許せば、カルバートは凍結深以下に設ける。
6. 擁壁等は、逆T鉄筋コンクリート構造とし、フーチング上の上圧で凍上変形に対抗させる。また、フーチングの寸法はできるだけ大きくし、自体の安定を維持する。
7. 道路の凍上とヘドロ現象をするには、排水層（石塊）、進水層を配置し、地下水の補給を遮断する。
8. 高地帯で、地下水の深いところの民用、建築物の基礎は、凍結深の70% + 0.25 mまで根入れする。
9. 水路等の斜面の凍上対策は、中国の基準に対し1～2級格上げする。すなわち、一般基準より0.25～0.5割を上げる。粘土質は1:2.0～2.5、砂土質1:3.0以上にする。
10. ダム抗凍層は2.5 m以上、水面側石塊厚40 cm以上、抗凍のフィルター層の $\gamma_d > 1.9 \text{ ton/m}^3$ 、透水係数 $k > 10^{-2} \text{ cm/sec}$ 、シルト以下含有量 $< 12\%$ 、石塊Mの凍結融解標準は $> 200$ 回とする。
11. 土質別凍脹性は下記のとおり区分する。

- |          |                |  |
|----------|----------------|--|
| I. 不凍上   | $\eta < 1.0\%$ | ただし $\eta$ ; 凍上率 = $\frac{\text{凍上量}}{\text{凍結深}}$ |
| II. 弱 "  | 1. ~ 3.5       |  |
| III. 中 " | 3.5 ~ 6        |  |
| IV. 強 "  | 6 <            |  |



## 第7章 施 工 計 画



## 第7章 施工計画

### 7.1 工事工程

工事工程の基本は4.2に述べた近期・遠期目標のうち、近期事業として2000年までに完了する工事を対象として、段階開発構想に従って組み上げた。具体的には次のとおり計画した。

1. ダム工事については、既設取水工及び用水路があるところから早期完成をめざし、効果の発生を早めることとした。
2. 頭首工については、主要幹線用水路の完成時期に合せ通水開始可能とした。
3. 河川工事については、頭首工及び排水工事の進行に支障を生じないよう整合を図った。
4. 汚害排除を早期に解決できるよう排水工事の工程を決めた。
5. かんがい施設工事は、頭首工工事の完成後直ちに通水可能な計画とした。
6. 道路工事、農地整備工事は、かんがい排水工事の堤防を道路とし、掘削残土を地区内処理することなどを考慮し工期を設定し、両工事とも同じ進捗とした。

なお、事業実施に先立って実施設計(D/D)の期間を2年として全体工程を樹立した。総事業費(インフレ率は考慮しない)638,493,000円を12年で割り振り、ピーク時年間93,798,000円15.7%の進捗となっている。

以上の結果を工程表にまとめると表7.(1)のとおりである。

表 7. (1) 事業の工事工程

工 事	工事数量	初年度	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
実施設計	— 式													
ダム工事	堤体積 1,478千 $m^3$													
頭首工工事	万金山堰 75m 頭首池堰 45m													
河川工事	延長 99km													
排水工事	延長 185.8km													
かんがい施設工事	延長 172.3km													
道路工事	延長 137km													
農地整備工事	面積 46,170ha													
総事業費 <千元> (構成比率)	(100%)	(05)	(06)	(36)	(65)	(141)	(146)	(134)	(122)	(116)	(88)	(72)	(69)	

## 7.2 ダム

### (1) 概要

本ダムは、宝清県迎面山地点に築造される堤体積が1,478千 $m^3$ の傾斜不透水性ゾーン型フィルダムである。

本ダムの築堤材料としては、ダムサイト付近で入手可能な崖錐性の粗粒土及び洪積細粒土を使用し、ロックゾーン、抗凍層、ドレーン等には、原石山から採取される花崗岩と撈力河に堆積する河床砂レキを用いる計画とする。

施工は、まず仮排水路工事より着手し、仮締切堤による河川の切替えを行った後、堤体およびブランケット部の表土、床掘りを行う。基礎掘削完了後、基礎処理に着手し、河床部の清掃を待って盛土工事に着手する。また、堤体の盛土工事と併行して洪水吐工事を行う。堤体盛土完了後、取水設備、発電所設備、管理設備等を施工し、跡片付けを行って完了とする。以下に施工計画の基本事項を示す。

### (2) 基本計画

#### 1. 盛土施工可能日数の検討

傾斜不透性ゾーン型フィルダムにおいては、下流側ゾーンがある程度先行することは可能であるが、作業か所が狭くなるため、施工上はほぼ水平に盛上ることが有利である。本ダムの場合、不透水ゾーン、半透水ゾーンに粗粒土および細粒土を使用することから、盛土速度は施工中の気象条件に左右される。とくに、降雨、気温、凍結等は作業条件、盛土の品質に多大の影響を及ぼし、ひいては工事費にも関係するので、フィルダムの施工計画を立てるには極めて重要な要因である。

#### ① 不透水および半透水性ゾーンの稼働日数

##### a. 稼働期間

- 1) 凍結期間 凍結開始は10月下旬、融解開始が3月下旬、完全融解時期は5月下旬となっている。
- 2) 盛土開始日 完全融解時期は5月下旬であるが、乾燥した部分から盛立てることとして、盛土開始日を5月21日とした。
- 3) 盛土終了日 盛土終了日は10月21日からとする。
- 3) 稼働期間 5月21日～10月20日までの153日間とする。

##### b. 日降雨量による休止日数

中国、日本各地における施工実績より、降雨後の休止日数を以下のように設定した。

表 7. (2) 降水量と休止日数

日降水量 (mm)	$0 < R < 5$	$5 \leq R < 10$	$10 \leq R < 30$	$30 \leq R < 50$	$50 \leq R$
休止日数 (日)	0	0.5	1.5	2.5	3.5

1960～1980年における宝清気象站資料によれば、降雨による休止日数は27日となるが、休日およびその他の要因を考慮して、稼働期間中の作業不能日数を45日とした。

c. 稼働日数

上記 a, b より、年間稼働日数は、 $153 - 45 = 108$ 日となる。なお、月当たり稼働日数は、 $108 / 5 \text{ヶ月} = 22$ 日である。

② 土質材料以外の盛土及びその他ダム工事の稼働日数

a. 稼働期間

- 1) 作業開始日 5月1日
- 2) 作業終了日 11月1日
- 3) 稼働期間 5月1日～10月31日の184日間(6ヶ月)とした。

b. 休止日数

- 1) 月標準日数  $184 \text{日} \div 6 \text{ヶ月} = 30.7 \text{日}$
- 2) 休日数
  - 日曜日  $184 \text{日} \div 7 \text{日} = 26.3 \text{日}$
  - 祝日  $7 \text{日} \div \frac{6}{12} \text{ヶ月} = 3.5 \text{日}$
  - 計 29.8日
- 3) 月標準休日数  $29.8 \text{日} \div 6 \text{ヶ月} = 5.0 \text{日}$
- 4) 降雨による作業不能日数

降雨後の休止日数を以下のように設定すると、稼働期間中の作業不能日数は9.5日、1ヶ月当たり作業不能日数は1.6日である。

表 7. (3) 作業不能日数の決定計算

日降水量 (mm)	降雨水量	補正係数	作業不能日数	1ヶ月当たり作業不能日数
$10 \leq R < 30$	11.4	0.5	5.7	
$30 \leq R < 50$	1.6	1.0	1.6	
$50 \leq R$	1.1	2.0	2.2	
計			9.5	$9.5 \text{日} \div 6 \text{ヶ月} = 1.6 \text{日}$

c. 稼働日数

上記 a, b より、月標準稼働日数は、 $30.7 - (5.0 + 1.6) \div 25$ 日、年間稼働日数は、 $25日 \times 6ヶ月 = 150日$ である。

2. 土量換算係数の検討

フィルダムは大半が土工事であり、土量換算係数、土の流量率のとり方いかんで工事費に与える影響は極めて大きい。このため、これらの係数の決定は、施工方法、施工機械、土質等により異なり、画一的には決め難く、盛土試験工事での、実測から決定することが望ましい。しかし、ここでは過去の多くの実績および諸基準を参考にして以下のように決定した。

① 土量換算係数

表 7.(4) 土量換算係数

土質	適用	元の土の状態	換算すべき土の状態		
			地山のまま	掘りゆるめた場合	締固めた場合
砂	フィルター材 水平ドレーン	地山のまま (A)	1.00	1.11	0.95
		掘りゆるめた場合 (B)	0.90	1.00	0.86
		締固めた場合 (C)	1.05	1.17	1.00
普通土	不透水材 半透水材	(A)	1.00	1.25	0.90
		(B)	0.80	1.00	0.72
		(C)	1.11	1.39	1.00
花崗岩 玄武岩等 の破碎し たもの	ロック材 抗凍層	(A)	1.00	1.70	1.31
		(B)	0.59	1.00	0.77
		(C)	0.76	1.30	1.00

② 材料の流用率

a 盛土工

材料を直送する場合は 5%、仮置する場合は 10% のロスを計上した。

b 盛土以外の土工

一律 5% のロスを計上した。

3. 用土の流用計画

本ダムの築堤用土には、土取場、原石山から採取される材料のほか、仮排水路トネルや洪水吐から発生する良質な材料を選別し、工程及び力学的特性の許すかぎり経済的に有利な材料の流用計画を立てることとした。

本計画の工事量、流用率、換算係数、工程等を考慮して流用計画を行うと、以下の用土流用計画表のとおりである。



表7. (5) 迎 面 山 夕 ム 用 土 流 用 計 画 表

工 種	土 質	促 削 量 ( $m^3$ )	盛 土 量 ( $m^3$ )						上 地 場 容 ( $m^3$ 分位)	備 考	
			既 設 水 路		保 護 切 取	境		水 平 フロンク			供 水 吐
			入 口 部	出 口 部		不透水性 ゾーン	平均水性 ゾーン				
坂 井 水 路	人 口 部	3430	310						3520	3430×095×108	
	出 口 部	10670							20560	380×09×09 10290×095×108	
	ト ン ネル	9440		6540					13450	9440×095×15	
坂 井 水 路	出 口 部	12480				7380			980	6240×09×131 5550×09×131	
	出 口 部	21170		17150						21170×09×09	
	出 口 部	21760		17630						21760×09×09	
坂 井 水 路	出 口 部	6830		8050						6830×09×131	
	保 護 切 取	41860							42950	41860×095×09	
	本 体	192630			131760				39530	15410×095×09 38530×095×108	
カ ン ト ナ ン ク ラ ン ト	土 砂	2520							32090	2520×095×15	
	土 砂	28510							29250	28510×095×09	
	土 砂	63050							64690	63050×095×108	
土 砂	土 砂	82780			70780					82780×095×09	
	土 砂	2760							2830	2760×095×108	
	土 砂	52390							52390×095×09		
土 砂	土 砂	73430			62780					73430×095×09	
	土 砂	416110			355770					416110×095×09	
	土 砂	132070			1240				133410	2040×095×09 130030×095×108	
坂 石 山	土 砂	748390				639870				748390×095×09	
	土 砂	19470							19980	19470×095×108	
	土 砂	194680					218050		27740	175210×095×131 19470×095×15	
河 床 部	砂、砂礫	50430							4930	45390×095×095 5040×095×103	
	土 砂	86940							89200	86940×095×108	
	土 砂	306170							47590	200000×095×09 59690×09×09	
供 水 吐	軟 岩	125430							178740	125430×095×15	
	軟 岩	78080							111260	78080×095×15	
	計	2803480	310	49370	267060	355770	639870	225430	40970	215790	48350

#### 4. 主要な施工機械の選定

一般に、経済的で高品質の盛土構造物を築造するためには、合理的な機械化施工と高度な品質管理が必要となる。このため、ここではフィルダム建設の主要工程となる盛土用施工機械について経済比較を行い、現地点で最も適切と考えられる掘削、積込、運搬機種を選定を行った。

##### ① 基本条件

###### a. 土工量

対象土量は、不透水性ゾーン（コア）と半透水性ゾーン（ランダムゾーン）の盛立て量（1982年中間報告書による）の合計とし、全て粘性土扱いとした。

###### b. 施工期間

中国、日本各地における堤体積1,000千 $m^3$ 級のフィルダムの施工実績から、盛土期間を3年間とし、年間稼働日数等は、本節(2)1によることとした。

###### c. 施工機械の種類

- 1) 掘削機械 — 6, 11, 15, 21, 32t級ブルドーザ
- 2) 積込機械 — 運搬機械により決定
- 3) 運搬機械 — 8, 11, 15, 32t級ダンプトラック

##### ② 最盛期における日作業量

###### a. 掘削作業

表 7. (6) 堤体材料の掘削量

対象区分	盛土量 ① (千 $m^3$ )	掘削量 ②=1.11① (千 $m^3$ )	年稼働 ③ (日)	3年稼働 ④ (日)	日扱い量 ⑤=②/④ ( $m^3$ )	ピーク時 ⑥=1.2⑤ ( $m^3$ )	備考
不透水ゾーン	338	375	108	324	1,157	1,388	土取場 複数
半透水ゾーン	608	675	108	324	2,083	2,450	
計	946	1,050			3,240	3,838	

###### b. 運搬作業

表 7. (7) 堤体材料の運搬量

対象区分	盛土量 ① (千 $m^3$ )	運搬量 ②=1.39① (千 $m^3$ )	年稼働 ③ (日)	3年稼働 ④ (日)	日扱い量 ⑤=②/④ ( $m^3$ )	ピーク時 ⑥=1.2⑤ ( $m^3$ )
不透水ゾーン	338	470	108	324	1,451	1,741
半透水ゾーン	608	845	108	324	2,608	3,130
計	946	1,315			4,059	4,871

③ 施工機械の経済比較及び選定

a. 掘削機械の比較(ブルドーザ)

表 7.(8) 掘削機械の比較

規格	時間当り能力 ( $m^3/hr$ )	日当り能力 ( $m^3/日$ )	ピーク時作業量 ( $m^3/日$ )	所要台数 (台)	100 $m^2$ 当り単価 (元/100 $m^2$ )
6t	14.76	118.1	3,840	325	155
11	31.75	254.0	3,840	15.1	105
15	42.47	340.0	3,840	11.3	103
21	69.62	557.0	3,840	6.9	96
32	113.48	908.0	3,840	4.2	84

b. 運搬機械の比較(ダンプトラック)

表 7.(9) 運搬機械の比較

規格	時間当り能力 ( $m^3/hr$ )	日当り能力 ( $m^3/日$ )	ピーク時作業量 ( $m^3/日$ )	所要台数 (台)	100 $m^2$ 当り単価 (元/100 $m^2$ )
8t	15.48	123.8	4,870	393	110
11	21.29	170.3	4,870	286	108
15	29.03	232.2	4,870	21.0	116
32	61.93	495.4	4,870	9.8	138

c. 機種を選定

1) 掘削作業

経済性からみると、大型ブルドーザほど有利となるが、土取場が複数か所となること、他の工事への転用等を考慮して、21t級ブルドーザを採用した。

2) 運搬作業

経済性および汎用性等を考慮して11t級ダンプトラックを採用することが最も有利であると判断した。

3) 積込機械は、運搬機械の11tダンプトラックとの組合せ及び土取場等での作業効率を考慮して、3.2 $m^3$ 級トラクターショベル(クローラ式)を採用することとした。

(3) 工程計画および工事数量

工事の工程計画および工事数量の概要は以下のとおりである。

1. 工事数量

表 7. (10) ダム工事数量一覧表

工 種	形 状 寸 法 等	区 分	単 位	工 事 数 量
1. 仮排水トンネル工	$\phi 6.0 m, \ell=240 m$	土 砂 掘 削	$m^3$	57,030
		岩 " "	"	28,750
		コンクリート	"	9,450
2. 仮 締 切 工	$H=12.5 m, \ell=780 m$	土 砂 掘 削 盛 土	$m^3$	41,860 267,060
3. 基 礎 掘 削 工		土 砂 掘 削 軟 岩 "	$m^3$ "	366,970 22,520
4. 基 礎 処 理 工	深 度 15 m, 332 ケ 所	グ ラ ウ ト	m	4,980
5. 本 堤 盛 立 工	(1) 不透水性ゾーン	盛 土	$m^3$	355,770
	(2) 半透水性ゾーン	"	"	639,870
	(3) 水平ブランケット	"	"	215,790
	(4) 抗 凍 層	"	"	202,110
	(5) 下流法先ドレーン	"	"	23,320
	(6) フィルターゾーン	"	"	35,040
	(7) 水平ドレーン	"	"	5,930
	(8) 表面保護工	"	$m^2$	50,660
	(9) 観測計器	"	式	1
6. 洪 水 吐 工		土 砂 掘 削	$m^3$	393,110
		岩 " "	"	203,510
		コンクリート	"	26,460
		ラジアルゲート	門	3
7. 取 水 設 備 工		コンクリート	$m^3$	2,510
		高圧ラジアルゲート	門	1
		高圧ローラーゲート	"	1
		ジェットフローゲート	基	2
8. 発 電 所 設 備 工		土 工	式	1
		発 電 機 器	"	1
		建 屋 工 事	$m^2$	310
		送 電 線	km	1.6
9. 管 理 用 施 設 工			式	1

2. 工程計画

表 7.(11) ダム工事工程表

主要工事	工事数量	初年度	2年度	3年度	4年度	5年度	6年度	7年度
1. 準備工	1 式							
2. 仮排水トンネル工	延長 240 m	掘削						
3. 仮締切工	盛土 267千 $m^3$	盛土						
4. 基礎掘削処理工	土工 431千 $m^3$ クラウト延長 4,980 m	基礎工						
5. 本堤盛立工	盛土 1,178千 $m^3$				盛土			
6. 洪水吐工	土工 597千 $m^3$ コンクリート工 26,459 $m^3$				土工 コンクリート工			
7. 取水設備工	1 式					設備		
8. 発電所設備工	1 式		取水トンネル			土工 コンクリート工	設備	
9. 跡片付け	1 式							

#### (4) 仮排水路工事

##### 1. 掘削

本工事は、本堤盛土に備え河川を切替える工事で、将来取水設備の一部として使用するものである。本トンネルは、内空断面が6.0 mと大きく、風化岩盤が予想されることから、施工上の安全性を考慮して、上部半断面先進工法を採用する。工事は、自然排水が可能な下流側の掘削より着手し、坑口を取付けた後、片押しでトンネル掘削に着手する。トンネルタイプは、B、C、D<sub>1</sub>、D<sub>2</sub>の4種類で、掘削は、掛矢板（Bタイプ）、送り矢板（Cタイプ）、縫地矢板（Dタイプ）の3種類である。削孔は、簡易組立て式ブラットホームとレンジドリル5台で行い、装薬・発破後、0.8 m<sup>3</sup>級トラクターショベル（クローラ式）により4 tダンプトラックに積込んで堤体下流に運搬捨土する。なお、新鮮で堅硬な岩については、堤体材料、その他の砕石用材料として所定の場所に仮置きする。

##### 2. コンクリート覆工

覆工は、円形の鋼製スライディングフォームを用いて、上流側から全断面同時のコンクリート巻立てを行う計画とした。巻立て工事は、トンネル延長が短いことと、コンクリートの分離防止を考慮し、55 m<sup>3</sup>/hr 級ポンプ車とトラックミキサーを使用して配管打設する。なお、型枠は、9.0 mのスライディングフォームを1組用意し、1サイクル2日の計画とした。

##### 3. 裏込めグラウチング

裏込めグラウチングは、地山とライニングコンクリートの空隙を充填する目的で施工する。したがって、その施工は、覆工終了後において、100 l/min級グラウトポンプと200 l×2槽式グラウトミキサーの組み合わせにより、注入圧2 kg/cm<sup>2</sup>でエアームタルを注入する計画とした。

#### (5) 仮締切工事

本ダム of 仮締切堤は、高さ12.5 m、延長780 m、盛土量267千m<sup>3</sup>と規模が大きく、本堤と分離して設置するものである。したがって、その施工は、高水敷については仮排水トンネル工事と併行して進めておき、洪水期を待つて低水敷部を瞬時に締切の必要がある。仮締切堤の盛土は、本堤の基礎掘削および土取場等で発生した有機質を含まない土質材料を11 tダンプトラックで運搬し、21 tブルドーザによりまき出し、履帯転圧する計画とした。

#### (6) 基礎掘削工事

本堤敷および水平ブラケット部の基礎掘削工事は次のとおり計画した。ダムサイト付近の地形条件、河川状況を考慮のうえ、仮排水トンネル工事と併行して左右岸アバットメント下の掘削を開始する。アバットメント部の現況地形勾配は、22°～28°

と緩く、掘削幅も3m以上であることから、21tブルドーザおよび0.7m<sup>2</sup>級バックホーによる掘削押土作業により河床側へ落下させるものとする。次に、河床部については、高水敷部の袖部より着手するが、掘削作業は、21tブルドーザおよびリノバードーザで、掘削土の積込、搬出は3.2m<sup>2</sup>級トラクターショベル(クローラ式)と11tダンプトラックの組合わせにより土捨場等へ運搬する。最後に、河川の転流をまつて、低水敷部付近の掘削および基礎地盤の整形、清掃作業を施工する。

(7) 基礎処理工事

基礎地盤からの浸透を抑制するための基礎処理工事として、水平ブラケット工と止水グラウチングを施工する計画とした。水平ブラケットの盛土は、本堤盛土と同時施工となるが、堤敷で行う止水グラウチングについては、基礎掘削の終了した部分から逐時施工するものとする。グラウト工事における削孔は、油圧ボーリングマシン(φ46mm)を使用し、グラウチングは、100ℓ/min級グラウトポンプと200ℓ×2槽式グラウトミキサーを配置して注入を行う。

(8) 築堤工事

1. 盛土材料の採取

盛土材料の流用計画は、本節(2)3のとおりであるが、採取作業別の主要機械の組合わせを整理すると次表のようになる。

表 7. (12) 築堤材料の施工機械

用 土	採取場所	掘 削	集 積	積 込	運 搬	その他
不透水性材	第2土取場(C <sub>2</sub> )	21t BD	—	3.2m <sup>2</sup> TS	11t DT	グリズリー
半透水性材	第2土取場(C <sub>2</sub> ) 第2土取場(C <sub>3</sub> )	21t BD	—	3.2m <sup>2</sup> TS	11t DT	グリズリー
抗凍層 下流法先 ドレーン	原 石 山 洪 水 吐 仮排水トンネル	15m <sup>2</sup> /分CD 21t RpD	21t BD	3.2m <sup>2</sup> TS	11t DT	一部砕石 プラント
フィルター材 水平ドレーン材	下流側河床部	0.7m <sup>2</sup> BH	—	1.8m <sup>2</sup> TS 3.2m <sup>2</sup> TS	11t DT	
水平 ブラケット材	第1土取場(C <sub>1</sub> ) 洪 水 吐	21t BD	—	3.2m <sup>2</sup> TS	11t DT	

注) BD:ブルドーザ, TS:トラクターショベル, DT:ダンプトラック  
CD:クローラドリル, RpD:リノバードーザ, BH:バックホー

## 2. 盛土工

盛土は、気象その他の諸条件による規制を受けるが、できる限り各ゾーン間に段差を生じないような盛立て計画を立てる。各所より搬入された材料は、次表に示す要領で盛立てる計画とするが、実施時には緻密な盛土試験を行い、盛土管理基準および転圧要領時等をチェックするものとする。

表 7.(13) 堤体施工機械

ゾ ー ン	まき出し作業		転 圧 作 業		考 考
	機 種	まき出し厚	機 種	転圧回数	
不透水性ゾーン 水平ブランケット	21t BD	30 cm	225t自走式 タンピングローラ	8	
半透水性ゾーン	21t BD	30	225t自走式 タンピングローラ	8	
抗 凍 層 下流法先ドレーン	21t BD	80	11t自走式 振動ローラ	4	補助機械 0.7 m <sup>2</sup> BII
フィルター 水平ドレーン	11t BD 人 力	30	200kg級 振動コンパクタ	-	

### (9) 洪水吐工事

#### 1. 掘 削

洪水吐部での発生材料は、本堤盛土に流用するため、掘削作業は盛土工事と平行して着手し、流用材料は堤体へ直送する計画とした。表土、土砂は、21tブルドーザおよび0.7 m<sup>2</sup>級バックホーによって掘削し、岩石については、21tリッパードーザあるいは発破により掘削する。また、地形が緩いため、積込、運搬作業は、3.2 m<sup>2</sup>トラクターショベルと11tダンプトラックの組合わせにより搬出または捨土することとした。

#### 2. コンクリート工

掘削工事終了後、静水池部より上流に向って、55 m<sup>3</sup>/hr 級ポンプ車によりコンクリートを打設する。そして、養生終了をまって構築物付近は人力による埋戻しを、その他の部分は、21t級ブルドーザによる埋戻し、転圧を施工するものとした。

### (10) 取水設備工事

取水設備は、仮排水トンネルをそのまま利用する。斜樋や取水塔などの特別な取水構造物は設けないが、ダム盛立て工事完了後、仮排水路の入口部と出口部に鉄筋コンクリート製の取水放流工を設け、かんがい用水および発電用水を調節するための高圧ラジアルゲート、高圧ローラーゲート、並びに小流量制御用のφ400mmジェットフローゲート、予備ゲートをそれぞれ一基設置する計画とした。



(1) 発電所設備工事

発電所の工事は、ダム完成年までに土木工事、建家工事を完了し、湛水開始の年に機器の据付、試運転を行う。所要工期は、湛水開始の年を含み、3ケ年とした。発電所工事としてこの期間以前に施工する区間は、仮排水トンネルより分岐する取水トンネルの一部のみである。

1. 掘削

発電所、変電所、および放水路の掘削工事の大部分は初年度におこない、仮排水路との接続、およびその開渠部の拡幅は第3年度におこなう。総工事量は約18,000  $m^3$ 、使用機械は1.8  $m^3$ ショベル、11tダンプトラノク、21tブルドーザである。

2. 導水路トンネル

トンネルは延長80m、内径2.80mの圧力トンネルである。仮排水トンネルの施工時にその一部を、発電所基礎掘削時に、発電所に接続する部分の掘削、巻立をおこない、湛水開始後に残部の掘削、巻立およびグラウトをおこなう計画とした。

3. コンクリート工

発電所の基礎の一部は初年度におこない、第2年度に完了する。工事量は1,200  $m^3$ であり、コンクリートプラントはダム用の設備を利用する。

4. 建家

第2年度内に完了する。建家面積は約230  $m^2$ である。

5. 機器の据付

第2年度の基礎コンクリート施工時に埋設部分の据付を完了し、残部は第3年度に据付けをおこない、貯水位が発電可能となる時期を待つて、試運転をおこなうこととした。

表 7. (14) 発電工事工程

	ダム工事				
	0	1~4	5	6	7
取水トンネル	L=80m	10m 仮排水トンネルと同時施工	10m		60m
発電機基礎 掘削	6000 $m^3$				
発電機基礎 コンクリート	3000 $m^3$ 1,200 $m^3$				
放水路 掘削 コンクリート	600 $m^3$ 200 $m^3$				
建家	230 $m^2$				
機械設備 据付 試運転					
発電機基礎					

(12) 仮設備工事

1. 工事用道路

① 資機材搬入道路

ダム工事に用いる資材および施工機械等をダムサイトまで搬入する道路は、福饒線～ダムサイト左岸下流部に至るものと密宝線～ダムサイト右岸上流部に至る2つの路線を計画した。両路線とも一部で道路、橋梁の新設工事を必要とし、既設部分についても、拡幅、改修工事、橋梁の補強工事を伴うが、その概要は下記のとおりである。

表 7. (15) 工事用資材搬入道路計画

	路 線	区間距離 (km)	新設・改修 の 要 否	橋梁の制 限荷重(T)
上 流 側 ト	密山～密宝橋(密宝線, 公路3級)	5.7	—	13
	密宝橋～小毛管	1.8	改 修	—
	小毛管～ダムサイト右岸	0.8	新 設	—
	計	8.3		
上 流 側 ト	佳木斯～宝清(福饒線, 公路3級)	20.3	—	13
	宝清～竜頭道班(密宝線, 公路3級)	2.6	—	13
	竜頭道班～城牆拉河	1.1	改 修	—
	城牆拉河～ダムサイト左岸	0.6	新 設	—
	計	24.6		

② 場内仮設道路

ダム建設工事に直設使用する場内道路は、ダムサイトと土取場、各種プラント、モータープール、宿舎等を緊密に連絡できるよう合理的に配置した。道路はできる限り切盛土量の少ない路線を選定し、その構造は、幅員7.0m(11tダンプトラック2車線—舗装幅6.5m)の碎石舗装とした。

2. 碎石生産設備

本ダム工事では、コンクリート用骨材、仮設道路舗装用、基礎処理用等、多用途で大量の碎石を必要とするが、それをダムサイト付近で入手することは困難である。このため、ダムサイトに粒度調節の可能な生産能力125t/hr級の碎石生産プラントを設置することとした。

### 3. コンクリート生産設備

ダム工事に用いるコンクリートは、主として仮排水トンネル復工および洪水吐コンクリート等であるが、宝清県内のコンクリート工場では、その供給能力、品質等の点からみて極めて不十分である。このため、ダムサイトに製造能力50～90 m<sup>3</sup>/hr級のコンクリートプラント(ミキサー容量0.75 m<sup>3</sup>×2基)を設置する計画とした。

### 4. その他

以上のほか、施工機械の整備、保守等を行うモータープール、工所用電力を供給する自家発電設備、および所要の給気、給水、排水、通信設備等一式を適宜設置することとした。

## 7.3 河川、頭首工

### (1) 河川

#### 1. 工事数量

- 築堤 :  $1,592 \times 10^3 m^3$ ,  $l = 11.5 km$   
高水敷整正 :  $(9,000 \times \text{〃})$ , ただし, 事業外  
低水路掘削 :  $5,900 \times \text{〃}$ ,  $l = 9.65 km$   
低水路護岸 :  $46,000 m \times 10 m = 460 \times 10^3 m^2$

#### 2. 施工条件

##### ① 工期

8ヶ年とした。

##### ② 施工順序

築堤を先行させる。

低水路掘削及び護岸は, 自然排水改善と頭首工に必要なため, 築堤と並行して  
工事を行う計画とした。

高水敷整正は築堤と低水路の工事完了後とした。

##### ③ 年間稼働日数

108日(5ヶ月×22日/月)とした。

##### ④ 掘削土の処理

低水路掘削土, 高水敷整正の残土は, 周辺堤内の低地へ盛土し, 整地する計画  
とした。したがって運土距離は0.5~1.5kmとなる。

##### ⑤ 改修方針

河道整備は下流から実施することを原則とし, 下流の洪水被害を増大させない  
計画とした。

##### ⑥ 頭首工取付区間

頭首工上流の低水路は, 取水上支障の無いように安定させる必要があり, 2km  
程度の範囲で, 頭首工の完成に合わせて整備する計画とした。

#### 3. 施工方法

##### ① 基本的考え方

- 土工量が多いので, 機械施工により, 工期の短縮を図る。
- 低水路の掘削は, 経済的で大量の土砂処理の可能な, 水陸両用のポンプ浚  
船を使用するものとした。
- 低水路の掘削土は, 原則として, 堤内の低地へ盛土する計画とした。
- 築堤材料は, 付近の高水敷もしくは排水路掘削土のうち, 土質条件の満足す  
るものを利用することとした。

c. 高水敷整正の残土は、計画高水敷高より低い堤外低地に埋土するか、堤内の低地に盛土するものとした。

f. 低水護岸は蛇かごを用いるものとした。

② 施工機械

a. 築堤（3か年）

敷均し : ブルドーザ（21t級） 8台

転圧 : タイヤローラ（10～28t級） 6台

不良土

掘削 : トラクターショベル（1.8m<sup>3</sup>級） 8台

運搬 : スクレーバ（9m<sup>3</sup>級） 3台

：トラクタ（20t級） 3台

b. 低水路工（6.5か年）

浚渫：水陸両用掘削機（掘削ポンプ容量600PS  
走行等含めて850PS） 2台

捨土地敷均し

：ブルドーザ（21t級） 4台

護岸 : ダンプトラック（11t級）

（石運搬、冬期含む） 5台

c. 高水敷整正

掘削 : 湿地ブルドーザ（13t級）

運搬 : モータースクレーバ（10m<sup>3</sup>級）

敷均し : ブルドーザ（11t級）

水陸両用掘削機については、カッタ、浚渫能力等について、現場に合わせて研究しつつ改良する必要がある。

## (2) 頭首工

## 1. 工事数量

表 7. (16) 工事数量総括表

工 種		頭首工名	万 金 山	頭 道 崗	摘 要
堰 本 体	コンクリート		3,434.4 m <sup>3</sup>	1,540.0	
	鉄 筋		206,064 kg	92,400	
	捨コンクリート		1,101.5 m <sup>3</sup>	432.1	
	護 床 工		3,514 m <sup>2</sup>	1,297	
土 砂 吐	コンクリート		2,708.1 m <sup>3</sup>	895.4	
	鉄 筋		162,486 kg	53,724	
	捨コンクリート		654.8 m <sup>3</sup>	232.9	
	護 床 工		1,511 m <sup>2</sup>	889.0	
取 水 工	コンクリート		481.4 m <sup>3</sup>	313.6	
	鉄 筋		28,884 kg	18,816	
	捨コンクリート		73.8 m <sup>3</sup>	46.1	
	護 床 工		81 m <sup>2</sup>	37	
右 岸 取 水 工	コンクリート		452.7 m <sup>3</sup>	206.8	
	鉄 筋		27,162 kg	12,408	
	捨コンクリート		104.5 m <sup>3</sup>	46.8	
付 帯 工	管 理 橋	W=2.0 ℓ=13.0m	26.0 m <sup>2</sup>	W=2.0 ℓ=13.5	27.0
	管 理 事 務 所		120 m <sup>2</sup>		120
	導 水 管	φ=1.0m	20 m	φ=1.0	20
	水 槽		20m <sup>2</sup> 一式		20m <sup>2</sup> 一式
	操 作 室		40.0 m <sup>2</sup>		16.5

工種		頭首工名	万金山	頭道崗	摘要
門扉	土砂吐	扉体	34.5 t	11.0	
		開閉機	12.5 "	7.0	
	取水工	扉体	29.6 "	15.0	
		開閉機	10.0 "	6.0	
		ラバーダム			
護岸工	低水路		787 m <sup>2</sup>	737	
	高水敷(平場)		38,313 m <sup>2</sup>	20,282	
	蛇かご		5,225 "	3,960	
土工	高水敷整正		170,564 m <sup>2</sup>	68,100	
	低水路掘削		50,755 "	18,543	本体部
	低水路浚渫		195,975 "	34,960	
	導水路掘削		8,200 "	4,020	
	築堤		5,788 "	5,050	
	残土処理		36,338 "	—	

## 2. 施工条件

### ① 工期

4ヶ年とした。

### ② 現取水施設との関連

工事期間中における現取水施設の機能を維持するように計画した。

### ③ その他

年間稼働日数及び残土の処理は河川工事と同様とした。

## 3. 施工方法

### ① 基本的考え方

- a. 仮締切は、堰本体と土砂吐等の左岸側掘削土を周囲に盛土する土堤とした。
- b. 仮排水路は現況の低水路を利用するものとした。
- c. 施工順序は以下のとおり計画した。

#### ア. 準備工

イ. 堰本体, 土砂吐, 取水口部掘削及び仮締切堤築堤

ウ. 水替工, 残土処理

#### エ. 基礎工

オ. 本体工(堰本体, 土砂吐, 取水口)

- カ. ゲート, ラバー取付, 埋戻し
- キ. 操作施設設置, 水位計等付帯施設工, 管理橋工
- ク. 管理事務所設置
- ケ. 低水路工 (掘削, 護岸)
- コ. 高水敷整正及び護床工, 仮締切堤撤去, 残土処理
- サ. 堤外導水路 (掘削, 護岸), 残土処理
- シ. 取付部工
- ス. 整理工

以上, 万金山, 頭道崗とも同じである。

- d. 低水路護岸については, 上下流各々100mの区間は法枠工に根固めを施す計画とした。

② 施工機械 (万金山)

a. 本体部土工

掘削	: ドラグライン (0.6m <sup>3</sup> 級), 掘削機 (600PS)	1台
敷均し	: ブルドーザ (11t級)	} 2台
築堤	: " ( " )	
積込	: トラクタショベル (1.8m <sup>3</sup> 級)	1台
転圧	: タイヤローラ (10~28t級)	1台

b. 本体工 (堰, 土砂吐, 取水口)

コンクリート打設	: バッチャプラント	1台
ゲート据付	: トラッククレーン (15t級)	1台
護床土	: トラッククレーン (8t級)	1台
基礎工	: 杭打機 (D 2.5 t級)	1台
埋戻し, 残土処理	: ブルドーザ (11t級)	} 1台

c. 高水敷整正 (頭首工上下流100m区間)

掘削, 運搬	: 硬地ブルドーザ (13t級)	1台
	: モータースクレーバ (10m <sup>3</sup> 級)	1台
護床工 (法枠工 (幅10m))		1台
	: ダンプトラック (11t級)	

d. 護岸 (法枠石詰め, 根固め)

枠工	: トラッククレーン (8t級)	} 1台
石詰め, 根固め	: " "	



e. 堤外導水路（法枠護岸，コンクリート底張厚 0.2 m）

f. 付帯工

管理事務所，管理橋，操作室

頭道崗頭首工も同じである。

表 7. (17) 河川工事実施工程表

工 種	数 量	単 位	1 年	2 年	3 年	4 年	5 年	6 年	7 年	8 年	9 年	10 年
築 堤 工	1,592	千 m <sup>2</sup>	530	530	532							
			フル(21t), タイヤローラ, トラクター, ジョベル, スクレーパー, トラクタ									
低水路掘削工	5,900	千 m <sup>3</sup>	840	840	845	845	845	845	840	840		
			水防河川掘削機(600PSポンプ)2台 フル(11t)									
低水護岸工	460	千 m <sup>2</sup>	65	65	65	66	66	66	66	66		
			ダンプ(11t)									

注) 1. 高水敷修正(10962千m<sup>2</sup>)は事業外とする。  
 2. 大, 小揚力河分疏点下流の揚力河右岸及び小揚力河左岸の築堤は事業外とする。

表 7. (18) 頭首工事実施工程表 ( 頭道崗 )

工 種	数 量	単 位	1 年 度	2 年 度	3 年 度	4 年 度	5 年 度
準 備 工	1	式					
掘削, 仮締切工	掘削 18,543	m <sup>3</sup>	ブル, 水陸両用掘削機				
	締切 2,800	m <sup>3</sup>					
本 体 工	コンクリート 4,014	m <sup>3</sup>	コンクリートポンプ				
	覆床 2,223	m <sup>3</sup>					
付 帯 工	管理橋 1	式	トラック クレーン				
	管理事務所 1	所					
低 水 路 工	掘削 34,960	m <sup>3</sup>	水陸両用掘削機				
	護岸 4,697	m <sup>3</sup>	ドラッグライン				
高水敷修正工	押土 68,100	m <sup>3</sup>		ブル, モーター スクレーパー			
	護岸 11,162	m <sup>3</sup>					
導 水 路 工	掘削 4,020	m <sup>3</sup>		ブル, バックホー			
	護岸 9,120	m <sup>3</sup>					
築 堤	盛土 2,250	m <sup>3</sup>	ブル, タイヤローラー				
整 理 工	1	式					

表 7. (19) 頭首工事実施工程表 (万金山)

工 種	数 量	単 位	1 年 度	2 年 度	3 年 度	4 年 度	5 年 度
準 備 工	1	式	□				
掘削、仮締切工	掘削	m <sup>2</sup>	□ ブル、水陸両用掘削機				
	締切	m <sup>2</sup>					
本 体 工	コンクリート	m <sup>3</sup>	□ コンクリートポンプ				
	護床	m <sup>2</sup>					
付 帯 工	管理橋	1		□ トラッククレーン			
	管理事務所	1					
低 水 路 工	掘削	m <sup>2</sup>		□ 水陸両用掘削機, トラクタイン			
	護岸	m <sup>2</sup>					
高水敷整正工	押土	m <sup>2</sup>			□ ブル、スクレーパー		
	護岸	m <sup>2</sup>					
導 水 路 工	掘削	m <sup>2</sup>				□ ブル、バックホー	
	護岸	m <sup>2</sup>					
築 堤	盛土	m <sup>3</sup>	□ ブル、タイヤローラー				
整 理 工	1	式				□	