

静内ダムの設計ならびに施工について

正員 小池 龍 夫*

1. は し が き

当社は昭和31年以降、日高地方の沙流川、新冠川、静内川に電源開発を推しすすめ、すでに5発電所124,500kWを開発して居る。静内発電所はその一貫をなすもので上流に建設された奥新冠(44,000kW)、春別(27,000kW)両発電所により流域変更された河水をうけ、静内川において23,500kWの発電を行なうものである。この発電所は調整池をもつダム式で春別発電所の放水と、シュンベツ川、メナシベツ川の水を調整し、主としてピーク発電を行なうがさらに将来新冠貯水池の完成により渇水量の増加をみたときは増設してピーク発電所としての価値をよりたかめる計画である。

静内ダムは昭和38年1月仮排水路工事に着手以来工事

は順調に進展し、現在(39年11月)河床最深部の掘削を完了して、提体部コンクリートを打設中である。

本文は調整池ダムについての設計施工のうち特異なものについての報告である。

表一 静内発電所計画概要

計 画 概 要	河川名	静内川水系、春別川、メナシベツ川
	流 域 面 積	沙流川 117.8 km ² 、新冠川 222.2 km ² 、 春別川 200.0 km ² メナシベツ川 323.8 km ² 、計 863.8 km ²
	使用水量	最大 60.00 m ³ /s、常時 8.32 m ³ /s 常尖 49.92 m ³ /s
	有効落差	最大 45.80 m、常時 46.83 m、常尖 45.43 m、
	発電力	最大 23,500 kW、常時 1,200 kW、 常尖 19,500 kW
設 備 概 要	発電可能 電 力 量	127,424 MWH
	貯水池	総貯水量 29,800,000 m ³ 、 有効貯水量 2,000,000 m ³ 利用水深 1.5 m、湛水面積 140 ha、 H.W.L 109.0 m
	導水路	支水路(無圧)内径 4.0 m、延長 3,852 m
	水圧鉄管	内径 4.5 m~3.3 m、延長 124.0 m、1 条
	水 車	立軸カプラン型、24,000 kW、1 台
	発電機	立軸 3 相同期、26,000 kVA、1 台

2. ダ ム の 概 要

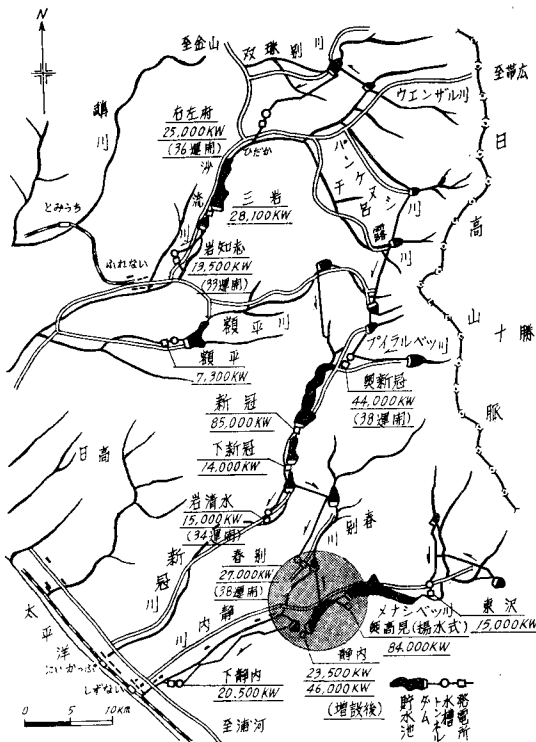
2-1. 地形地質

ダムサイトは両岸せまり地質は河岸、河床部共に緑色の輝緑凝灰岩で全般的に安定しているが左岸においては、EL100m 附近からなだらかな地形にかわり、緩やかな勾配で山すそに至って居る。この台地の地質は河成段丘堆積層が10m 位の厚さで広がり、その下部に輝緑凝灰岩があり全般的に良質である。

河床の砂礫堆積層は最大18m 程度でダムの高さに比して深い。

2-2. ダムの概要

ダムの型式 可動扉付「コンクリート」造り重力式(三次元)



図一 日高一貫開発計画図

*北海道電力株式会社 静内建設所長

ダムの高さ 66.00 m
 ダム頂長 200.00 m
 ダム頂幅 5.00 m
 基礎面最大幅 51.24 m
 上下流面勾配 上流面 EL 60 m, 以上垂直 EL 60 m
 以下 1:0.2
 下流面 1:0.72
 堤体積 173,800 m³

3. ダムの3次元解析について

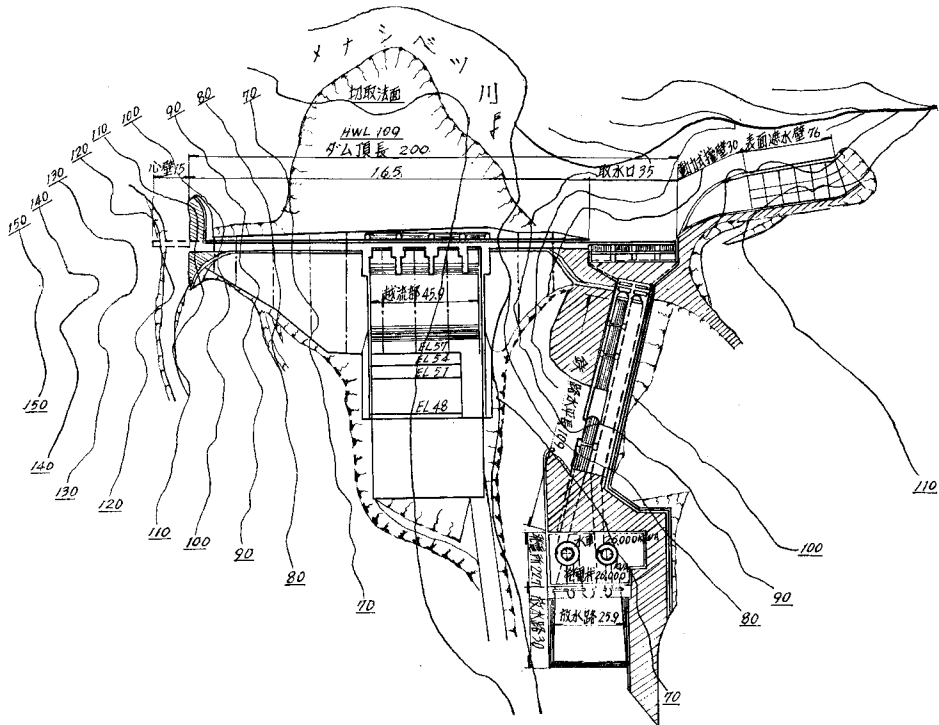
3-1. 3次元解析法の採用の経過

従来コンクリート重力ダムの設計は2次元解析すなわち

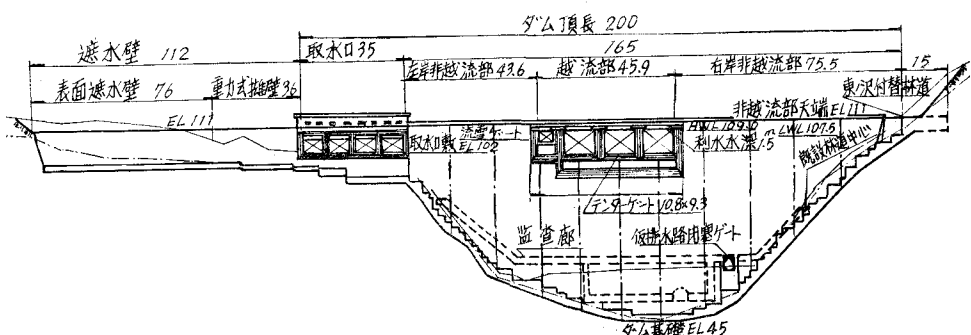
鉛直片持梁のみを考慮しての設計が多かったが、最近鉛直片持梁のほかに水平ビームの作用を入れた所謂3次元解析法が取り入れられるようになってきた。

静内ダムの設計に当り、地形、地質調査の結果地形は堤高/堤長が1/2.5でかつ接岩部の勾配は比較的急であり片持梁相互間の拘束力が確保出来れば水平ビームの作用を十分に考慮しうる事。

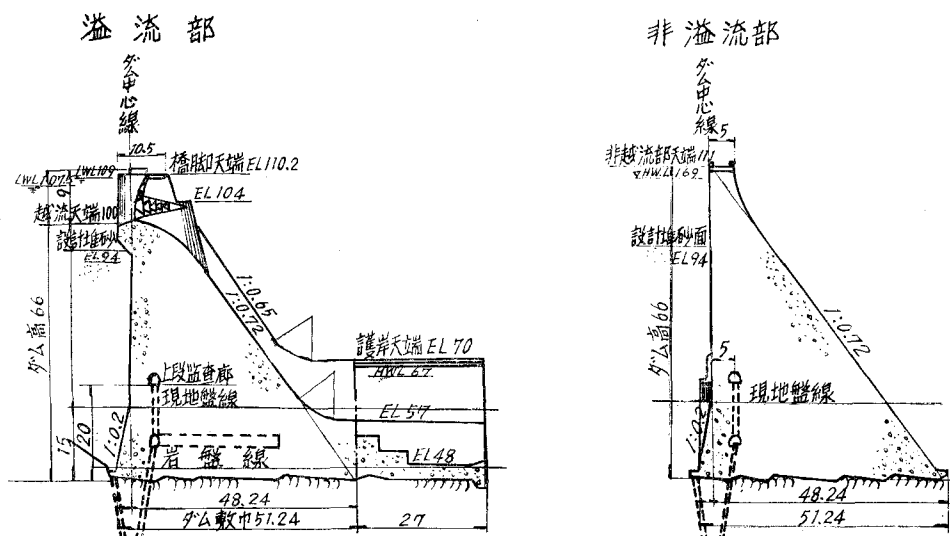
地質については、弾性波ならびにジャッキ法による、動静弾性係数の測定値、更に岩盤の引張試験の結果から判断して3次元解析法は可能との結論に達し、2次元、3次元、およびセミアーチ式に就いて経済比較を実施した。



図－2 静内ダム平面図



図－3 静内ダム正面図



図—4 静内ダム標準断面図

表—2 各型式によるコンクリート量
(但しダム本体のみ)

型 式 別	2次元重力式	3次元重力式	セミアーチ式
法 勾 配	0.85	0.72	0.60
コンクリート量	179,000 m ³	157,000 m ³	132,000 m ³
増 減	0	-22,000 m ³	-47,000 m ³

表—3 各型式による経済比較

型 式 別	2次元重力式	3次元重力式	セミアーチ式
工事費(千円)	616,000	526,800	560,000
増 減(")	0	-89,200	-56,000

セミアーチ式は日本においては電発の大鳥発電所で採用された方式であるが、経済性、普遍性から見て当ダムでは3次元解析法を採用するにとどめたが、今後はこの面の開発についても充分目を向ける必要があると思う。

3次元の解析はアメリカ開拓局が発表した試算荷重振り解析法の「横継目がグラウトされない場合」によった。

設計方針としては、

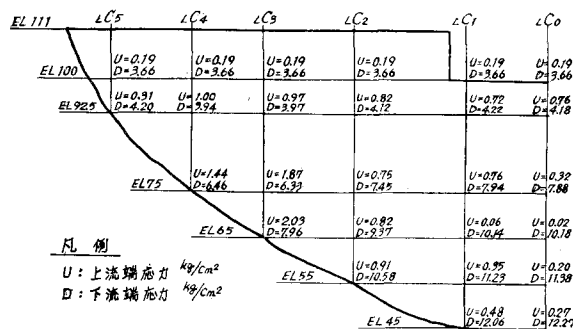
- 1) 横継目にはキーを設け剪断力のみを伝達し、モーメントは伝達しないと考えて3次元解析をする。
- 2) 横継目は監督官庁の意向もあり剪断力の伝達をより確実にするため、再注入方式によるジョイントグラウトを実施しようよう配管を行なう。

解析に用いた物理常数の値としては、堤体コンクリートの弾性係数 $E_c=200,000 \text{ kg/cm}^2$ 、基礎岩盤の静弾性係数 $E_R=50,000 \text{ kg/cm}^2$ (試掘横坑内でジャッキテストで求め

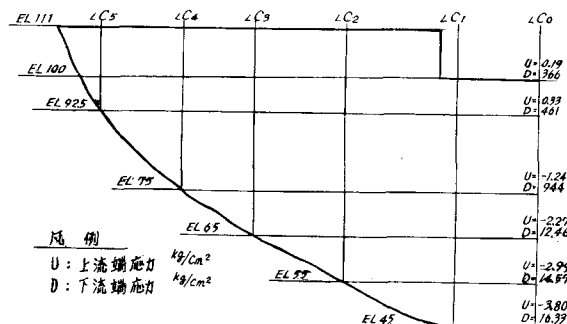
た。)

コンクリートの剪断弾性係数 $G_c=83,333 \text{ kg/cm}^2$ 、ポアソン比 $\mu=0.2$ である。

3次元解析の場合の満水地震時の安定計算、および3次元解析と同一断面で2次元解析を行なった場合の満水地震時の安定計算結果は図-5、図-6のとおりである。



図—5 片持梁応力図 (2次元解析, 満水地震時)



図—6 片持梁応力図 (3次元解析, 満水地震時)

また各計算時のダム底部における片持梁応力を比較したのが表-4である。

表-4 片持梁応力比較表 (満水地震時)

	上 流 面	下 流 面
3 次元解析	0.27	12.27
2 次元解析	-3.80	16.33

3-2. 地質調査

地質調査はボーリングを主体として、それに試掘横坑、物理探査、さらに弾性波法による速度測定、ジャッキ法による静弾性係数の測定等を実施し、一方3次元解析の結果片持梁 $\angle C_2$ の基礎上流端に主応力で 0.65 kg/cm^2 の引張応力が生ずるのでダム基礎岩盤の安定性を確認するため、基礎岩盤の引張試験を実施した。

- 1) ボーリング、41 孔、総延長 775.65 m
- 2) 試掘横坑、8 坑、総延長 233.20 m
- 3) 電探および物探、前者は 14 測線、71 点、後者は 4 測線 450 m
- 4) 弾性波による速度測定

試掘横坑内において屈折波法によって速度測定を実施した。左岸においては2本、右岸においては3本の試掘横坑を利用した。

その結果の平均的な速度は左岸においては 2.8 km/sec から 4.4 km/sec 、右岸においては 3.4 km/sec から 4.4 km/sec の値を示している。しかし局所的には左岸の河成段丘堆積物と岩盤との境界附近の速度は 3.5 km/sec 前後で、速度値から判断すると比較的堅硬なものであるが、右岸では同標高 90 m から 110 m の間では表土の下の岩盤は 2.5 km/sec 前後で左岸に比して多少風化して居るとの結果が出て居り、実際掘削の結果は、この判定どおりで右岸の風化岩は相当大幅に切り落した。

5) 静弾性係数の測定

ジャッキ法により地質調査用の横坑で左岸1カ所右岸3カ所で実施した。

その結果は表-5のとおりである。

表-5

試掘坑	標高 (m)	測定位置 (m)	静弾性係数 kg/cm^2			摘要
			50cm ϕ	40cm ϕ	平均	
No. 2 (左岸)	78.41	坑口より 5.0	63.000	77.000	70.000	
No. 4 (右岸)	86.50	" 5.0	48.000	37.000	42.500	
No. 5 (")	63.50	" 10.7	46.000	53.000	49.500	
No. 6 (")	65.60	" 7.8	50.000	50.000	50.000	

6) 岩盤の引張試験

ロックテストは標準的な岩盤について6カ所を選定し実施した。

方式はIビームを井桁に組みこれを骨格として岩盤上に縦横1.0 m 角、高さ0.7 m のブロックのコンクリートを打設し、オイルジャッキにより横荷重をかけダイヤルゲージで、それぞれ縁の変位を測定した。

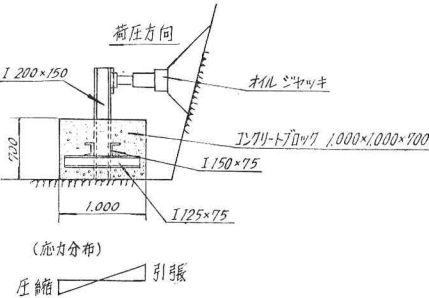


図-7 断面図

表-6 ロックテスト測定結果

B.L	破壊荷重 (t)	縁応力 (kg/cm^2)	引張最大変位 ($\text{mm} \times 10^{-2}$)	圧縮最大変位 ($\text{mm} \times 10^{-2}$)	備考
1	44.0	27.8	2.7	24.0	
2	17.3	10.4	74.9	20.0	
3	48.0	30.2	22.0	13.2	
4	14.7	8.82	252.5	26.3	
5	16.64	9.82	29.6	9.0	
6	18.4	11.0	70.0	11.5	
7	16.3	9.8	55.0	14.0	
平均	25.1	15.4	63.8	16.9	

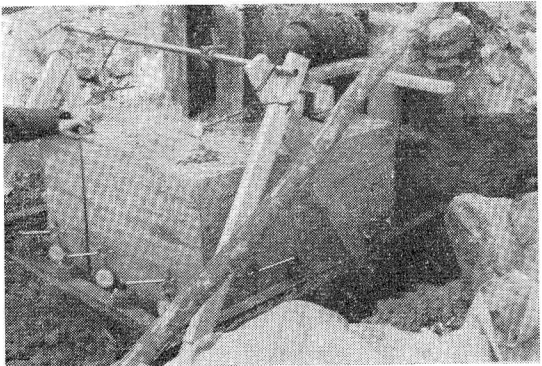


写真-1 ロックテスト

4. ダムの水中バケット型水叩 (減勢階段を有する) について

静内ダム下流水叩の設計は、本地点の河床堆積層が特に

深く、また発電所の位置がダム直下流に位置するなどの諸条件から特に電力中央研究所において、種々の観点から検討を行っていたが水中バケット型水叩(減勢階段を有する)を用いることが最も有利であるという結論を得たので新たにこの型式の水叩実験を行なうことにした。

4-1. 構造決定までの経緯

(1) フリップ, バケット水叩

当初ダムの堤趾基礎が洗掘されないために、また在来下流水位が比較的浅いということから図-8のフリップ、タイプを採用していたが、既設1-2のダムの下流洗掘の実状および洪水落下の様子をみて、本地点では発電所の位置ならびに地質の関係から不採用とした。

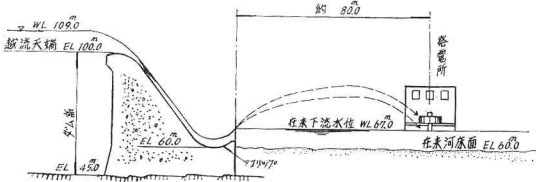


図-8 フリップ, バケット水叩

(2) 水平フリップ, バケット水叩

河床堆積層が深いので長大な水平エプロンを設けることはいたずらに工費の増大をきたすので、水平エプロンを設けない図-9のように越流水をダム下流面のバケットの終端で水平方向に転流し、河床面を水平射流で走らせる型式とし、この場合の掃流力がいか程のものか各種現象を求めため2次元模型によって実験を行なった。

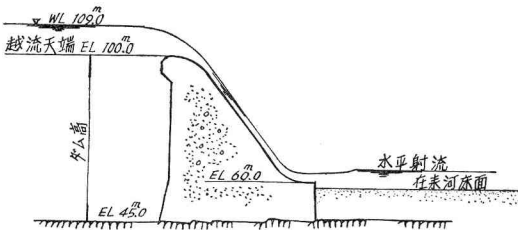


図-9 水平フリップ水叩

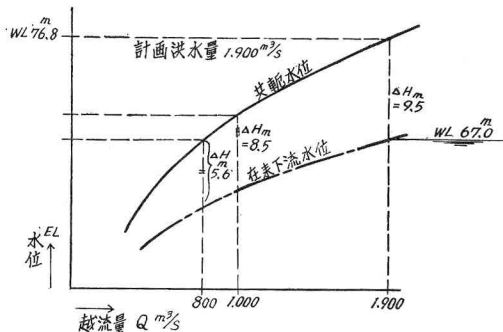


図-10 下流水位と共軛水深

その結果下流水位が図-10のような不足なので減勢可能な範囲内の流況はアップ、ターンD型式のローラーを押してぶしたような流況となるが、不足分の範囲に対しては大きく跳水現象を起す。(写真-2参照)

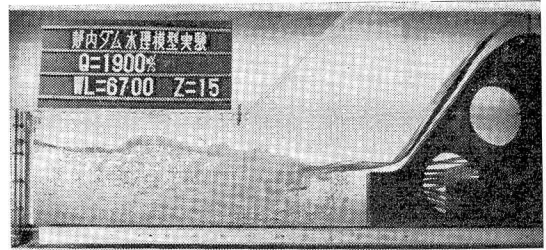


写真-2

(3) 水中バケット型水叩(減勢階段を有する)

先の実験にみるように下流水位の不足は大きく波状跳水を起し堤趾付近の攪乱流は水叩河底で流速6~12mの掃流を生じることが判明したので設計洪水量(15年確率洪水 $Q=1,000 \text{ m}^3/\text{sec}$)を対象に必要な共軛水深を得よう水叩バケットとの下端をEL 48.0mまで下げてアップ、ターンD型式を採用することにした。

4-2. 水中バケット型水叩(減勢階段を有する)

この型の水叩は在来の水平水叩とは減勢過程が著しく異なるために既設のダムにおいては、それぞれ水理実験を行ないその結果にもとずいて詳細が決定されている。

したがって今回の水理実験には現地の地形その他諸条件を加味した3次元水路の実験を行なうに先立って、まず2次元模型をもちいてこの種水叩に関する基礎的資料を求めその結果を参考として3次元実験を行ない細部構造を決定した。

水中バケット型水叩とはダム下流面の堤趾近くより上向きにカーブした大きな凹部を設け、このポケット内で越流水を攪乱させ減勢する方法であって、完全跳水による減勢方法のように長大なエプロンを必要としないが、最も重要な条件は完全なローラー現象を起こさせるに必要な下流水位である。

この型の水叩の流況ならびに減勢作用を図示すると図-11のようであって、バケット内え越流水は高射流で突入

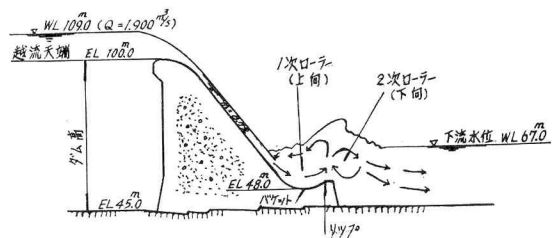


図-11 水中バケット型水叩の減勢作用

しこの中で射流は方向を変えた後バケット末端の上向きリップによって斜め上方へ放流される。

この場合下流水位が充分にあると放出水は空中に噴き上りスプレーすることなく、水面が盛り上がる程度で、エンドシルを境にして上下流に分れる。

上流に向かう流れは跳水のローラーのような経路をたどってバケットの直上に一次のローラーを形作る。下流に向かう流れの主流は水面近くまで上昇し河底に向かい逆流して、バケットの先端から放流される流れと共になるものでここに次のローラーを形作る。

この2次ローラーは往々にして河床の砂礫をもったまま逆流し1次ローラーに巻込まれて洗掘の原因をつくる。

次に減勢効果をより顕著にするため新しい着想として1次の3つの構造について比較試験を行なった。

1) ケース (傾斜水叩を設ける) 写真-3 参照

この場合傾斜面に沿った流れが強く河底にあたり攪乱流が甚しい。

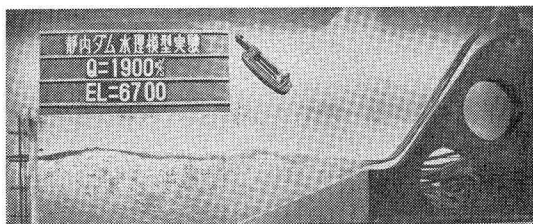


写真-3

2) ケース (小さな階段を設ける) 写真-4 参照

この場合階段面に沿って小さな渦が生じ減勢に多少影響がある。

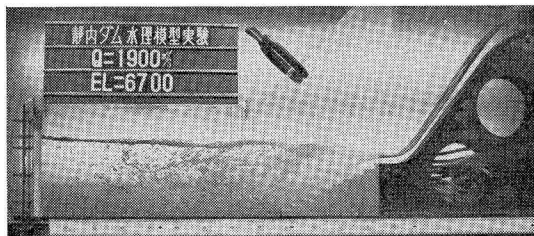


写真-4

3) ケース (大きな階段を設ける) 写真-5 参照

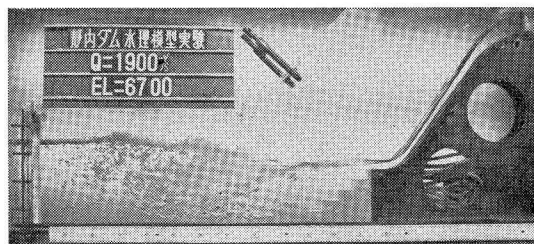


写真-5

以上3ケースの試験結果水中バケット型水叩の上流側(バケット、カーブの始点)に減勢階段を設けることに決定した。

4-3. 3次元の模型試験

3次元模型 $Q=1,900 \text{ m}^3/\text{sec}$ の洪水流下状況

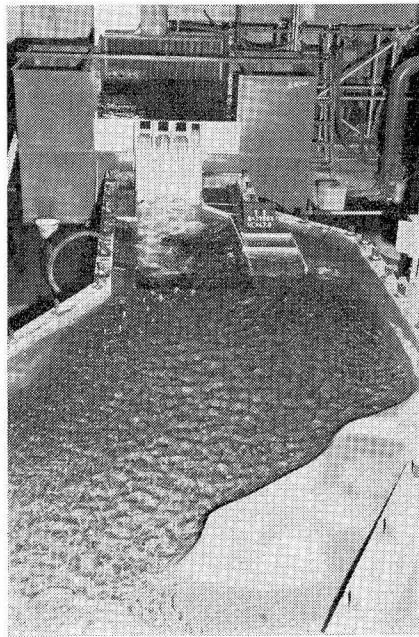


写真-6

以上3次元水路により基礎資料を整理し、写真-6の模型により、現地の地形その他諸条件を再現し3次元の流れによる水理特性を見究め図-4の設計を決定した。

なお引続き次の諸点を明らかにするよう試験中である。

- 1) 水叩下流の減勢プールの必要長
- 2) 減勢池内の流速および河底の掃流力
- 3) 下流切取面に作用する掃流力
- 4) 放水口におよぼす水面波動

以上は基本設計がとりあえず決定した現状であるから、今後水理実験の完了を待ってデーターを整理し、数値的にも明確にしたいと思っている。

5. 遮水壁の構造について

5-1. 遮水壁背面の土質について

前節地質調査の項にもふれた様に左岸標高100m以上は大半が砂礫の堆積層で表層の1.0mが腐蝕土である。

下部の礫、小砂利は下部に入るにしたがって丸味をおびた大砂利、玉石、および砂、粘土がかみ合って安定した地盤となって居る。この河成段丘上の遮水構造については、

1) 中央を断ち割ったセンターコア型、2) 護岸型式の重力式擁壁、3) 表面コンクリートフェーシング型式の3

表-7 試験結果総括表

試料番号	a_1	a_2	a_3	b_1	b_2	b_3
採取箇所の地盤高 m	100.500	102.500	104.000	103.500	106.500	109.400
湿潤密度 γ_t g/cm ³	2.04	1.87	1.69	1.77	1.71	1.67
乾燥密度 γ_d g/cm ³	1.84	1.71	1.58	1.60	1.56	1.53
含水比 w %	10.6	9.5	7.1	10.5	9.7	9.3
土粒子比重 G_s	2.721	2.709	2.638	2.669	2.676	2.672
間隙比 e	0.48	0.58	0.70	0.67	0.72	0.75
飽和度 S %	60.09	44.37	27.21	41.83	36.05	33.13
粒含有度 %						
レキ分	91.7	91.5	85.4	91.5	88.3	93.7
砂分	8.0	8.3	13.8	7.4	10.2	5.8
シルト分	0.3	0.2	0.8	1.1	1.5	0.5
粘土分	0	0	0	0	0	0
土分						
三角座標法	砂	砂	砂	砂	砂	砂
の類	G・W	G・W	G・W	G・W	G・W	G・P
直剪						
粘着力 Ckg/cm ²	0.11	0.07	0.07	0.06	0.09	0.08
接断						
摩擦角 ϕ 度	43°14'	42°28'	44°17'	40°12'	40°32'	39°11'

種類について比較検討した結果、工事費的には3)の表面コンクリートフェーシング型式が最も経済的な設計であることが判明した。然しこの構造は荷重の大部分を背面の砂礫層で支持しなければならない点、また水位急降下の際背面間隙水圧による法面の安定勾配、遮水壁砂礫層の透水性の問題等、土質学的に解明を要する事項が多く、これらについて土質試験、透水試験、載荷試験をそれぞれ実施し満足すべき結果を得た。

なお載荷試験結果は図-12に、また透水試験はボーリング孔 ($\phi 220 \sim \phi 85$ m/m) による注水試験で行なったが、大体 2.7×10^{-4} cm/sec 程度で各層とも一様な値を示した。

5-2. 遮水壁の構造設計概要

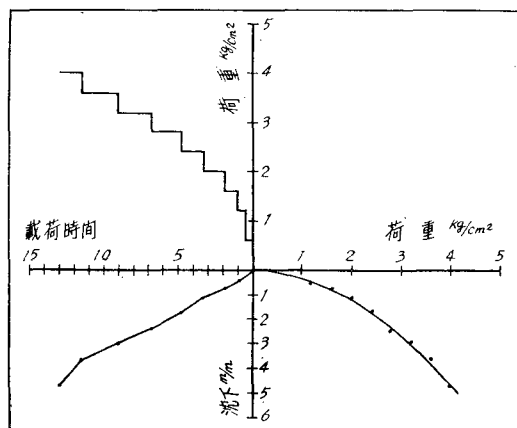


図-12 遮水壁背面地盤載荷試験結果

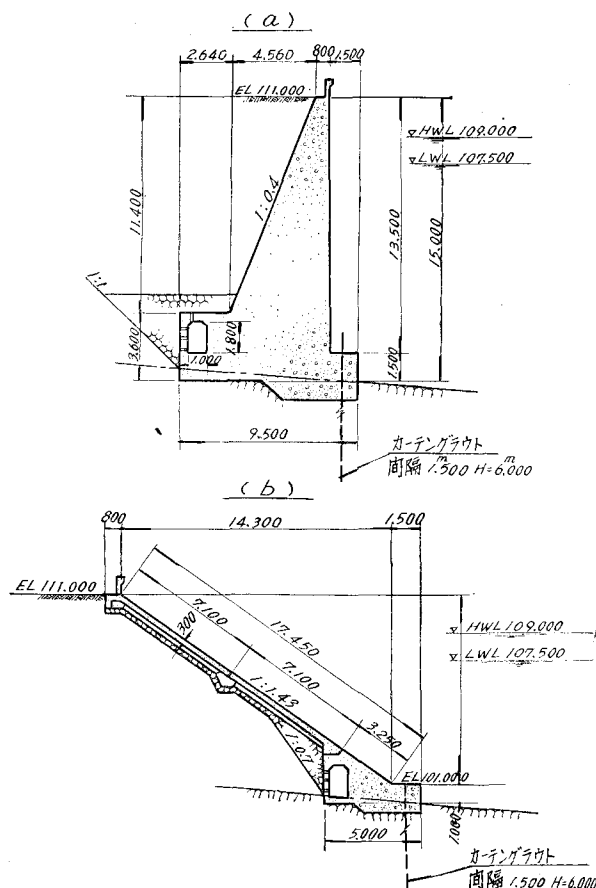


図-13 標準横断面図

取水口との取り合いの関係で延長112 mのうち36 mは半重力式とし、その他はロックフィルダムは表面遮水版と同様に基礎はカットオフ上部の地山は鉄筋コンクリート床版をはり、これにより遮水する設計とした。

遮水壁鉄筋コンクリート床版の勾配は、背面土質調査の結果から安定勾配として、35° (1:1.43) とし、床版厚は従来のロックフィルダムにおける例から水圧の1.0~1.5%となっているが水密性または施工上等から30 cm以上にするのが好ましいので、ここでは30 cmと決めた。

また床版は基本的に7.1 m~7.5 mのブロックに分割し、接手下部には鉄筋コンクリートの井桁の受台を設けた。

遮水壁背面下部には監査廊を設け、漏水状況の点検ならびに漏水等を集水し、遮水壁背面の滞留水を排除して、水位低下時の背面水圧ならびに地山法面の安定に万全を期して居る。

当所における遮水壁鉄筋コンクリート床版部はすべて、ダム本体越流部数高EL 100 mより上部 (EL 101 m以上) に設けられているため、基礎沈下等により補修の必要が生じた場合には、調整池水位を低下せしめ補修工事を容易に出来るよう配慮されている。

6. ダムの水替ならびに掘削について

6-1. 水替について

当初計画時には水替設備として800 HP程度必要と考えられ、現在までに次のとおりの設備をしたが、今秋は比較的河川の流量が少なく、来春以降は河川流量の増大とともに滲透水の増加も予想されるので、ポンプの増設は必至と思われる。

表—8 水 替 設 備

設 備 個 所	ポンプ 示 様	ポンプ 台 数	常時運転のポンプ 台 数
a ダム上流約10mの最深部	MSD-8'' 4段 50 HP	4	3~2
b ダムエプロン直下流の最深部	同 上	2	1
c 発電所 附近	MSD-6'' 3段 30 HP	2	1

a および b については軽索 (主索φ 32, 25 m/m 共にスパン130 m) にて架台し、洪水時には容易に撤去出来るようにし、c については足場組槽とした。

排水パイプはスパイラル鋼管を使用し排水路に導水した。

常時運転されたポンプは上表のとおりであるので、湧水量は全体で8~10 m³/min程度のものと推定される。

なおダム最深部の掘削、ならびにコンクリート打設時には水中ポンプ6吋~4吋を2~4台、およびサンドポンプ数台を使用し排水の万全を期した。

参考までにダム上流1次仮締切の概要について述べると当地点は洪水量が比較的大きく (ダム地点計画洪水量1,900 m³/sec)、また出水頻度も大きいので、ダム基礎部分の施工期間を勘案して仮排水路は最大排水量を250 m³/secと決定した。(ダム冠水頻度年1~2回)

またダム附近の河床堆積層の調査により

透水係数 $k=3\times10^{-1}$ cm/sec

均等係数 21

粗 粒 率 4.2

であることから、充分排水可能な透水距離をとり、在来河床上に高さ6 mのセンターコア (コンクリート) の築堤を設け、その基礎処理には一部鋼矢板 (八幡II~IV型)、およびベントナイト注入工法を併用した仮締切とした。

6-2. 掘削について

本ダム地点の掘削は、兩岸傾斜部の表土切取を8月までに完了させ、9月以降引き続き河床砂礫層、および岩盤の掘削を行ない (処理量は進入路含め約184,000 m³、岩約16,600 m³) 11月現在その大半を完了した。

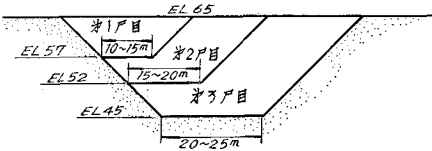
左右兩岸の表土は、平均被り5~10 mで、D-50ブルドーザーにより切取った後、ジェット水により洗い流した。

傾斜部岩盤は段切り方式により掘削し、掘削岩は凡て河床に落し河床掘削と同時に礫処理を行なった。

使用機器は主にレッグドリルでワゴンドリルを補助的に使用した。

河床部の土砂掘削は、ショベル、ブルドーザー、ダンプトラックにより、ダム上下流進入路より逐次開始した。

なお掘削土砂は上下流土捨て場ならびに骨材プラントへ搬出した。



図—14 ダム下流進入路掘削方法

掘削盤の下がるにつれ、掘削面積は縮小し、かつ最深部基礎岩の突出、大転石の露頭で作業能率は低下し人力に依ることが多かった。

ダム本体の掘削は、11月初旬に大略を完了し、エプロン下流および発電所附近のそれを残すのみとなり、一方ダム最深部コンクリート打設は11月3日に実施した。

この様に短期間に進入路も含めて18万 m³に近い土砂の掘削を終ることが出来たのは、予想外に湧水量が少なかったこと、および9月以降台風、異状洪水に遭遇せず、かつ施工者の適切な重機械投入に負うところ大である。

7. 主要仮設備の概要

当ダムにおけるコンクリート打設量は、打設工程表より月最大 27,000 m³ となるので、1 カ月 25 日稼働とすると 1,080 m³/日 となる。

従って実効 20 時間として 54 m³/時を要するので、ケーブルクレーンは 13.5 基、パッチャープラントは 56 切×2 台、骨材プラントは 150 ton/時の容量とした。

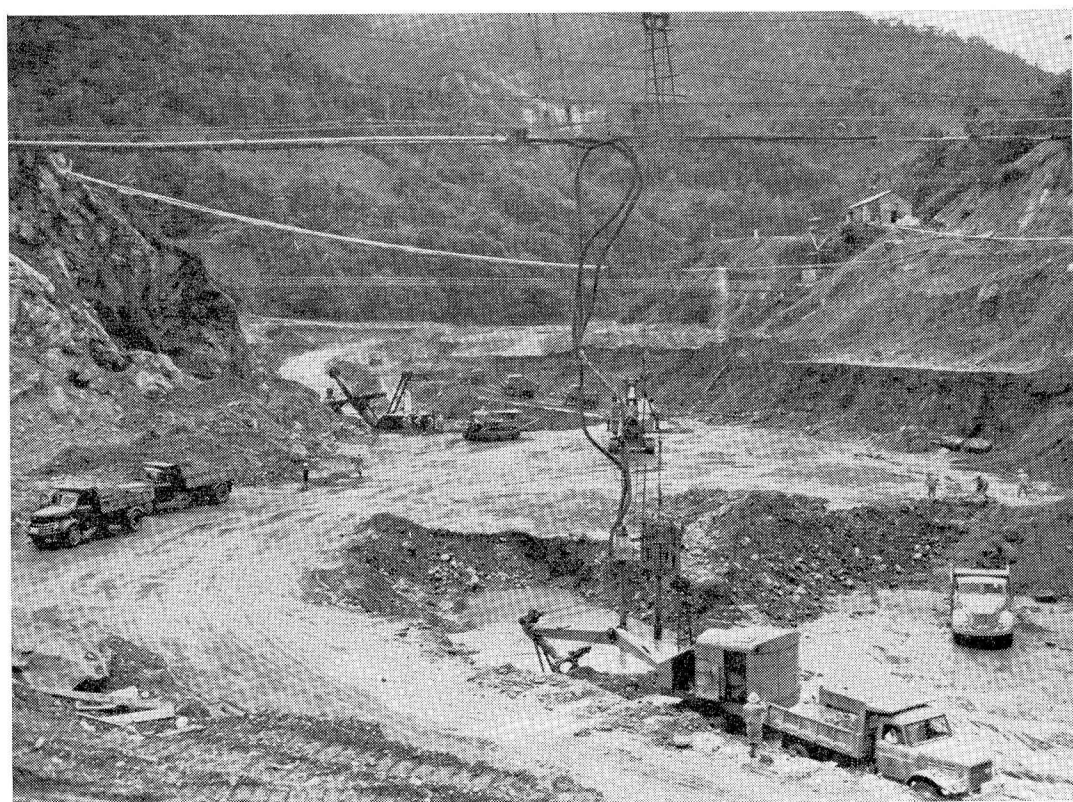
各設備の概要は次のとおりである。

1) ケーブルクレーン

表—9 河床掘削重機関係実績稼働表 (中間報告)

月旬	掘 削	パ ワ ー シ ョ ベ ル										ダンプトラック			
		54 B 2.4 m ³		U-12 1.2 m ³		U-12 1.2 m ³		U-60 0.6 m ³		ZG-12 12 t		6~8 t			
		計 m ³	累 計 m ³	計 時間	累計 時間	計 時間	累計 時間	計 時間	累計 時間	計 時間	累計 時間	計 時間	累計 時間	計 時間	累計 時間
9	上	30,930	30,930	68	68	160	160	78	78	28	28	760	760	566	566
	中	29,945	60,875	106	174	136	296	100	178	80	108	468	1,228	426	992
	下	18,385	79,260	42	216	156	452	127	305	—	108	492	1,720	504	1,496
10	上	29,740	109,000	96	312	148	600	116	421	20	128	440	2,160	928	2,424
	中	21,700	130,700	16	328	136	736	104	525	128	256	416	2,576	728	3,152
	下	26,170	156,870	56	384	144	880	136	661	134	390	592	3,168	1,000	4,152
11	上	16,030	172,900	16	400	160	1,040	128	789	72	462	352	3,520	752	4,904
	~15日	3,140	176,040	—	400	64	1,104	48	837	—	462	88	3,608	264	5,168

上記の外ブルドーザー (D-8 2台, D-80 2台, D-50, 1台 計 5台) 及びドーザーショベル (D-50 S, BS-13, 各 1台) も稼働した。



写真—7 ダム掘削状況

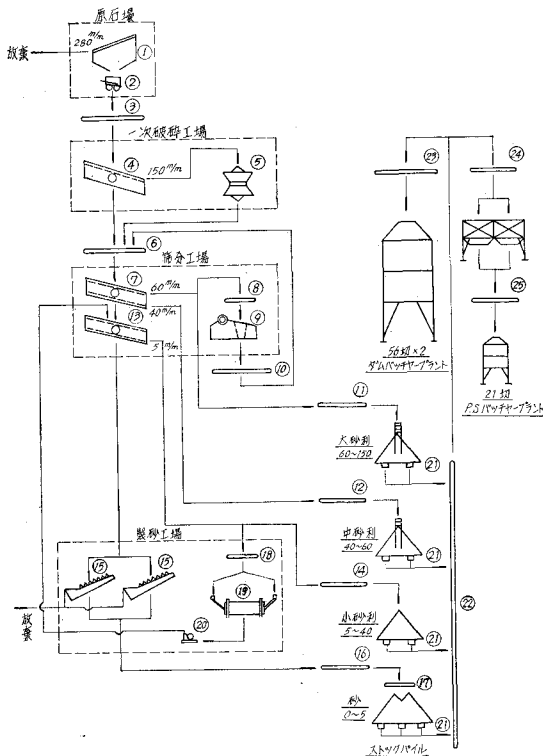


図-15 静内発電所 150 t/h 骨材プラントフローシーリ

型 式 片側弧動型ブライヘルト式

最大吊上荷重 13.5 ㌦

バケット容量 4.5 m³

ス パ ン 450 m

速 度 走行 10 m/min, 捲揚 100 m/min
横行 360 m/min

主 索 ロックドコイル ϕ 88 mm

2) バッチャープラント

型 式 1人制御半自動式, レコーダー付

容 量 1.5 m³ × 2台

能 力 60 m³/時

セメントサイロ 300 屯 × 1 基

フライアッシュサイロ 100 屯 × 1 基

3) 骨材プラント

系 列 1 系列

製 造 能 力 150 ton/時

骨材の種類 大砂利 150~60 mm

中砂利 60~40 mm

小砂利 40~5 mm

砂 5 mm 以下

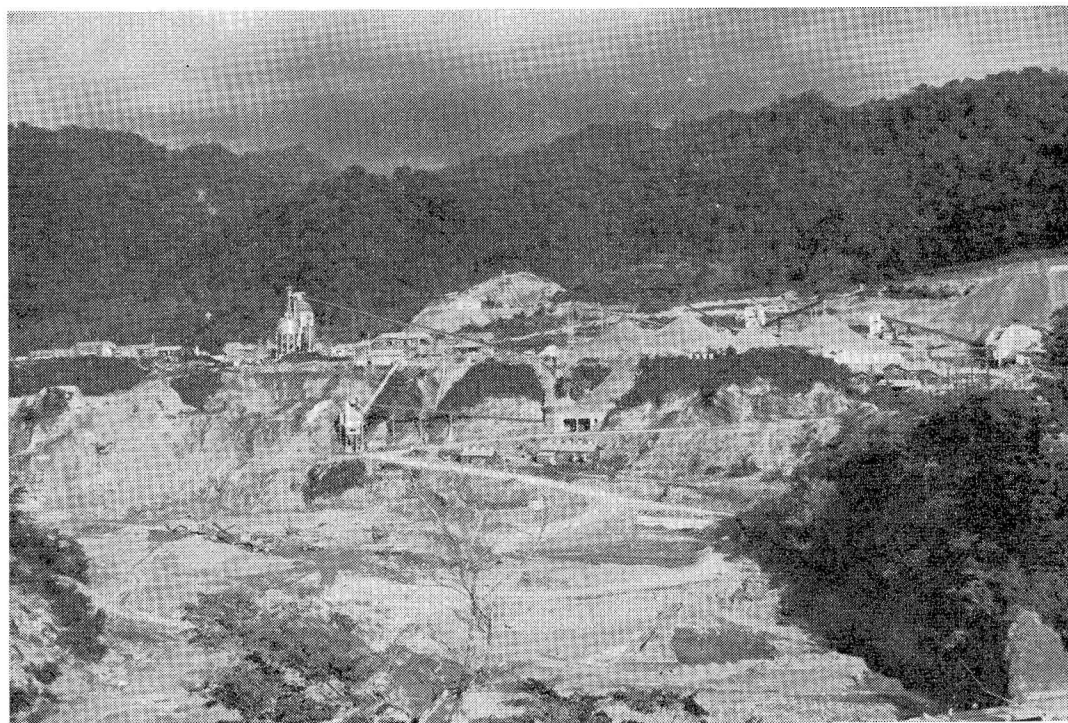
4) 給水設備

揚水ポンプ 6 叶 4 段タービンポンプ × 3 台

揚 水 量 6 m³/min

表-10 静内発電所 150 t/h 骨材プラント設備一覧

フローシ ート No.	名 称	仕 様	数量	摘 要
1	グ リ ン ズ リ	280 m/m	1	
2	エ プ ロ ン フ ィ ー ダ ー	900 m/m	1	
3	ベ ル ト コ ン ベ ア ー	幅 800 m/m 64.505 m	1	
4	リ ッ プ ル フ ロ ー ス ク リ ー ン	5' × 10' 150 m/m	1	シングルデッキ
5	ダ イ レ ン ト リ ー ク ラ ッ シ ャ ー	6 # 300 × 40 m/m 75 HP	1	栗太鉄工所 K-12, 961 ノンチョーキング KS型
6	ベ ル ト コ ン ベ ア ー	幅 800 m/m 45.422 m	1	
7	リ ッ プ ル フ ロ ー ス ク リ ー ン	5' × 6' 60, 40 m/m	1	ダブルデッキ, 古河鉱業
8	ポ ー タ ー ブ ル コ ン ベ ア ー	幅 350 m/m 7 m	1	
9	ジョ ー ク ラ ッ シ ャ ー	36' × 20' s 35 m/m	1	シングルトッグル, ユニバーサル
10	ベ ル ト コ ン ベ ア ー	幅 500 m/m 24.737 m	1	
11	"	幅 600 m/m 44.029 m	1	
12	"	幅 500 m/m 35.750 m	1	
13	リ ッ プ ル フ ロ ー ス ク リ ー ン	5' × 10' 5 m/m	1	ダブルデッキ
14	ベ ル ト コ ン ベ ア ー	幅 500 m/m 42.137 m	1	
15	ス パ イ ラ ル ク ラ ッ シ ャ イ ヤ ー	910 ϕ 7 m	2	足尾製作所 GB-13-1 35 t/m
16	ベ ル ト コ ン ベ ア ー	幅 500 m/m 70.010 m	1	
17	"	幅 500 m/m 26.500 m	1	
18	ポ ー タ ー ブ ル コ ン ベ ア ー	幅 350 m/m 7 m	2	
19	ロ ッ ド ミ ン プ	1.830 ϕ 3.660	1	神戸製鋼所 T-201082
20	ス ラ リ ー ポ ン プ	3"	1	
21	カ ッ ト オ フ ゲ ー ト		9	
22	ベ ル ト コ ン ベ ア ー	幅 800 m/m 119.500 m	1	
23	"	幅 800 m/m	1	
24	"	幅 600 m/m	1	
25	"	幅 600 m/m	1	



写真—8 主 要 仮 設 備 全 景

総 揚 程 120 m
 水 槽 200 m³, コンクリート造半地下式
 給 水 管 6吋3条

8. あ と が き

以上静内ダムの設計, 施工の概要を述べたが, 現場は目下最盛期をむかえて繁忙をきわめ報告書の取まとめその他

に不備の点, 内容によって精粗の格差が目立ち心苦しい点は多々あるが, この報告書が幾分でも皆様の参考ともなればこれに過ぎる喜びはない。

ダム工事はその緒についたばかりで, 40年春の山水の試験を受けなければならず, 工事の成否は今後にあると云えよう。