

59. 漁川ロックフィルダムの設計について

札幌開発建設部 齋 藤 昭

設計にあたりダム地点の地質構造および附近の状態について論じようと思う。

- | | |
|--------|----------------------------------|
| 浮石質凝灰岩 | 基礎岩盤を形成し灰白色である。 |
| 崖 錐 群 | 2 m まで玉石交り砂利層, 4 m まで比重のやや小さいもの。 |
| 集塊凝灰石 | 発達した流理構造を有し帯状を呈す。 |
| 集塊溶岩 | 柱状節理の発達した石英粗面岩質。 |

全般的に標高 200 m 前後の晩壯年の地貌を呈し、漁川は殆んど全流路を通じて樽前系の新期岩類よりなり、一般に浸蝕作用が著しいのが特徴である。また本地質調査に伴ない次の項目について検討した。

- (1) 試錐調査の結果、氾濫原の厚さは 4 m 内外で基礎の浮石質凝灰岩に到達し、上部の集塊凝灰岩は一般に岩質良好で耐圧強度の平均値は 105.8 kg/cm^2 であつた。
- (2) 堰堤計画地点上流部の湧水はいずれも湛水池内にあり、 $2\sim 10 \text{ cc/sec}$ 程度で、これは左岸の裏側に北西にのびる小沢の滲透水と思われる。これに対してはハイドロック工法で処理する。
- (3) 石塊堰堤用材料としての集塊溶岩は、量は充分と思われ、試験結果採取条件もやや良好である。
- (4) 地盤支持力試験は深部ほど良好な値を示し、平均 20 kg/cm^2 である。
- (5) 現地における透水試験結果は $6\sim 9 \times 10^{-8}$ の透水係数を示した。

次に漁川堰堤を石塊堰堤にした理由を少しく書いてみよう。いかなる作工物の設計にあつても技術者は、まず現地にある材料計画について充分吟味する必要があり、かつ現地で得られる材料を最大限に利用する設計が最も経済的であるといえる。本漁川については最も安全度の高い、かつ耐久力のあるコンクリートダムを採択した場合について考えると

- (イ) 崖錐群の除去に伴なう工事費が高くなり、かつコンクリート打設量の増加が著しい。
- (ロ) 基礎地盤の地耐力が乏しい。
- (ハ) 受益面積全体に対する投資効率の低下が著しい。

また土堰堤を採択した場合について考えるときには附近は樽前系火山拋出物の堆積により、堤体用土を求めることが極めて困難である。さて前述のとおり漁川ダムサイト左岸上部の集塊溶岩は石塊堰堤用骨材としての比重はやや小さいが、かなり広い面積に分布し、またフィルター用材料としてダムサイト上流 1.0 km 左岸に安山岩が分布し、これを利用することができる等の利点がある。また石塊本体については上流約 8 km の地点に厚別川溶岩すなわち普通輝石紫蘇輝石安山岩が大量に得られるので、今後調査試験の結果比重の大なる厚別川溶岩を使用する場合も考えられる。特に漁川堰堤設計に当つては、重要な要素を構成する石塊が最大限に利用しうるとともに、最も経済的であるという理由から本工法を採択したのである。また極限されたダムサイトより半径 4 km 地点に平均層厚 1.00 m の遮水壁材料を確保し、これが運搬には森林軌道を利用することによつて運搬費を節約できる利点を有している。以上の観点から本地区では石塊堰堤を採用した。

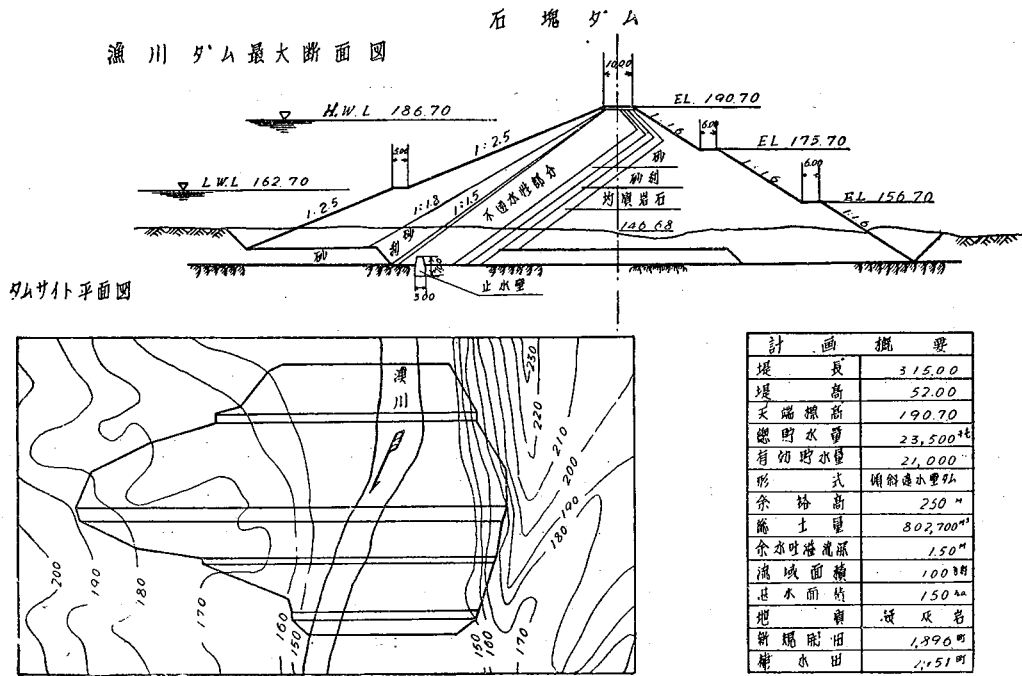


図 59-1

漁川ロックフィルダム設計の諸問題について

傾斜遮水壁型ロックフィルダムの本体ロックの下流面は断面の安定を図り、1割6分の法を付けたが、これについては一般的に石塊の自然勾配の平均は1割4分であるが、この勾配は最も建設しやすいもので、地震によつてひどく乱されるという説があるが、最近激しい地震のあつたチリーにおけるある大きなダムのこのような勾配に対して何ら重大なる被害を起さなかつたという記録がある。またカリフォルニア大学の振動台での実験結果によると、1.0gの水平加速度の地震によつても何らの危険の被害を示さなかつたという記録に基づいて、地震による法面崩壊に対する危険度に関する限り、瞬時的な荷重のもとでは粒状の材料はゆつくり加えられる荷重を受けた場合よりも実際上高い剪断強度を有していることが考えられる。上流側法面については自然勾配を用いた。

傾斜遮水壁型石塊堰堤にした理由

1. 本体ロックの施工が中間層と遮水壁の施工に先行できる。
2. 垂直遮水壁は本体ロックと同時に、またはほんの僅か位相がずれて、工事が進められねばならない。特に東北・北海道のように気象的条件に恵まれず、稼働日数を充分得られない地方においては垂直とすることが不利であり、傾斜式にするときには本体ロックは降雨に支配されることなく独立して施工でき、最も乾燥時期の好条件のもとで中間層および不透水性ゾーンの施工をすることも可能である。
3. 技術的に本体ロックを高所から投石することが、垂直遮水壁の場合できない場合も多いと思われる。
4. 本体ロックのみ独立して施工できるから、ある程度沈下が落ちついて後遮水壁盛土が始まるから、沈下に対する安定性が大である。

傾斜遮水壁を有する石塊堰堤の固有の安定性を図つたカリフォルニア大学の石塊堰堤の小さな模型実験記録によると、2フィートの高さの模型は水の15倍の比重大の液体の荷重に対して持ちこたえた。これは水圧の合力が下方に向けられ基礎における滑動摩擦が増大するからであると考えらるべきであり、傾斜遮水壁を有する石塊堰

堤は、他のいかなる型式の堰堤よりも大なる余分の安定性を有するという考えを有利に導びいた実験記録として特に本工法を採択したのである。

1. 堤体の安定計算

標高 $H = 190.70$ m	最大洪水位 $H = 188.20$ m
天端幅 $B = 10.00$ m	満水位 $H = 186.70$ m
余裕高 $h = 2.50$ m	上流側法勾配 2 割 5 分
貯水量 $V = 23,823$ t	下流側法勾配 1 割 6 分
有効貯水量 $V = 21,000$ t	
上流側中間層 $t = 1.20$ m	法 1 割 5 分
遮水壁平均厚 $t = 8.00$ m	
下流側中間層 第 1 層 3.50 m	
第 2 層 2.80 m	
第 3 層 2.50 m	

法面の滑動に対する安定計算は斜面崩壊に対する円形滑り面法により求めた。すなわち安全率は次式により求め一応想定される種々の危険円について検討を行ない、最小の安全率を与える円を臨界円とする。このもつとも危険な円弧にそう全剪断抵抗と全剪断力との比によつて検定した。

$$S.F. = \frac{(\sum N - \sum pp - \sum Ne) \tan \phi + C.L}{\sum T + \sum Te}$$

- ただし $\sum N$: 築堤材料の重量による垂直分力の和
 $\sum T$: " " 接線分力の和
 ϕ : 築堤材料の内部摩擦角
 c : " の粘着力
 L : 円弧の長さ
 $\sum pp$: 間隙水圧の和
 $\sum Ne$: 地震力による垂直分力の和
 $\sum Te$: " 接線分力の和

2. 設計計算に用いた数値

この計算に用いる築堤材料の重量は、施工の諸規正に関連して滑動時の状態を推定し、それに近い状態のものを使用した。

i) 築堤材料の重量

($\sum T$, $\sum N$ の構成要素)

地山密度および地山含水比を考慮し、実際施工しうる状態のものをとり、zone ③の用土についてはその最適含水比 34% に対する最大乾燥密度および最大湿潤密度の 90% を採択した。zone ②については土木試験所において分析を依頼し、結果がまだ出ないので推定値をもつて設計々算をおこなつた。

表 59—1 計算に用いる諸数値

zone	①	②	③	zone	①	②	③
乾燥重量 (t/m ³)	1.70	1.85	1.18	湿潤重量	2.0	2.0	1.59
間隙率 (%)	40	30	52.2	粘着力 (t/m ²)	0	3.0	2.0
飽和重量	2.10	2.15	1.70	摩擦係数	1.0	0.84	0.65
水中重量	1.10	1.15	0.70				

3. 浸潤線の形状

紙面の都合上省略し、後程の機会に発表したい。

4. 安定計算

法面の安定計算はつぎのような順序および種類について検定を行なった。

1) 上下流法面について臨界円の決定

さらにこの臨界円について

- 2) 上下流法面について施工中に発生した間隙水圧が不透水性材料の鉛直高の $1\frac{1}{4}$ の水頭に等しい場合。
- 3) 上流側について貯水位が満水した場合。
- 4) 上流側について貯水位が急激に低下した場合。
- 5) 下流側について水平震度 0.2 の地震力を考慮した場合。

以上の場合についてそれぞれ吟味検定を行なった。

ただし 3) については浸潤線より下方を水中重量とし、浸潤線より上方を湿潤重量として算定し、また 4) については水位急降下による揚圧力を不透水性材料の鉛直高さの $\frac{2}{3}$ の水頭に等しいものとする簡便法によつた。その算式を示せば次のとおりである。

1) 施工完了後の臨界円の決定について（上流側）

区 分	全 面 積 (m^2)	単 位 重 量 (t/m^3)	全 重 量 (t)	摘 要
N_0	0.5	2.0	1.0	zone ① の湿潤重量
N_1	393.0	2.0	786.0	〃
N_2	333.5	2.0	667.0	〃
N_3	40.0	2.0	80.0	〃
N_4	305.0	2.0	610.0	〃
N_5	66.0	2.0	132.0	zone ② の湿潤重量
N_6	29.8	2.0	59.6	〃
N_7	0.3	2.0	0.6	〃
N_8	600.0	1.59	954.0	zone ③ の湿潤重量
N_9	135.2	1.59	214.97	〃
N_{10}	1.0	2.0	2.0	zone ② の湿潤重量
N_{11}	4.5	1.59	7.16	zone ③ の湿潤重量
N_{12}	340.0	2	680.0	zone ② 〃
T_1	160.7	2.0	321.4	zone ① 〃
T_2	44.1	2.0	88.2	zone ② 〃
T_3	339.5	1.59	539.81	zone ③ 〃
T_4	230.7	2.0	461.4	zone ② 〃
T'_1	5.0	2.0	(-) 10.0	zone ① 〃
T'_2	120.0	2.0	(-) 240.0	zone ② 〃
Σpp	2,057.0	1.0	2,057.0	

0₂ に 関 する 地 界 図

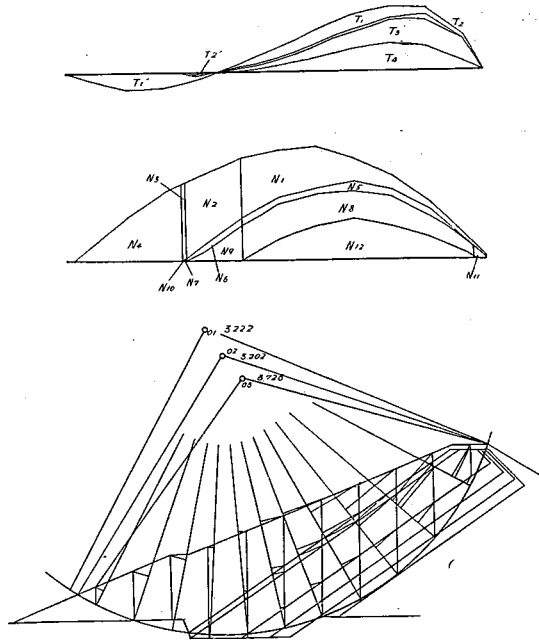


図 59-2

半 径	$r=75.00 \text{ m}$	θ_1	$\theta_2=1^\circ 30'$	$\theta_3=23^\circ 00'$	$\theta'_2=54^\circ 00'$
石 塊	$L_1=0$				
フ ィ ル タ ー	$L_2=0.01745 R \theta_2 = 1.963$				
粘 土	$L_3= \text{''}$	$\theta_3 = 30.101$			
フ ィ ル タ ー	$L'_2= \text{''}$	$\theta'_2 = 70.673$			
zone 1	$c_1=0$	$L_1=0$	$cL_1=0$	$\tan \phi_1=1.0$	
zone 2	$c_2=3.0$	$L_{(2)}=72.64$	$c_2L_{(2)}=217.92$	$\tan \phi_2=0.84$	
zone 3	$c_3=2.0$	$L_3=30.10$	$c_3L_3=60.20$	$\tan \phi_3=0.65$	

$$\therefore F_s = \frac{N_4 \tan \phi_1 + \{c_1 L_1 + (N_1 + N_3 + N_5 + N_7 + N_{10} + N_{12} + N_8) \tan \phi_2\} + \{c_2 L_2 + (N_0 + N_2 + N_6 + N_9 + N_{11}) \tan \phi_3\}}{\Sigma T} = \frac{3,718.16}{1,160.81} = 3,202$$

2) 施工中に発生した間隙水圧が不透水性材料の鉛直高の $1^{1/4}$ の水頭に等しい場合

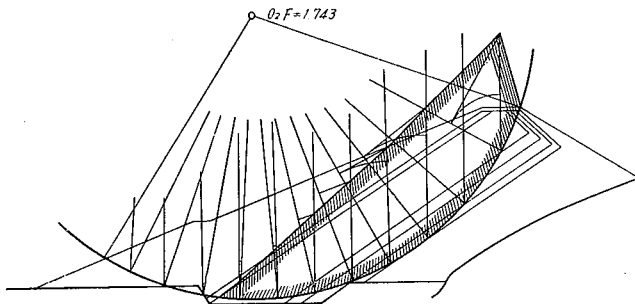


図 59-3

施工中に発生した間隙水圧が 1 zone material の vertical hight $1^{1/4}$ head の時の間隙水圧図

(1) 式における値に Σpp を加味すると

$$N_s = \frac{N_3 \tan \phi_1 + \{c_1 L_1 + (N_1 + N_3 + N_5 + N_7 + N_{10} + N_{13} + N_8 - 1,884.7) \tan \phi_2\} + \{c_2 L_2 + (N_0 + N_2 + N_6 + N_9 + N_{11} - 172.3) \tan \phi_3\}}{\Sigma T} = \frac{2,023.02}{1,160.81} = 1,743$$

1) 施工完了後の臨界円の決定について (下流側)

区 分	全 面 積	単 位 重 量	全 重 量	摘 要
N_1	1,274.2	2.0	2,548.4	zone ① の湿潤重量
N_2	2.5	2.0	5.0	”
N_3	57.8	2.0	115.6	zone ② ”
N_4	2.7	1.59	4.29	zone ③ ”
N_5	22.9	1.59	36.41	”
N_6	15.6	2.0	31.2	zone ② ”
N_7	0.6	2.0	1.2	zone ① ”
N_8	5.8	1.59	9.22	zone ③ ”
N_9	0.3	2.0	0.6	zone ② ”
T_1	447.0	2.0	894.0	zone ① ”
T_2	133.0	2.0	266.0	zone ② ”
T_3	34.0	1.59	54.06	zone ③ ”
T'_1	30.0	2.0	(-) 60.0	zone ① ”
Σpp	387.0	1.0	387.0	
			ΣT 1,154.06	

半径 $r = 62.80$ m $\theta_1 = 79^\circ$ $\theta_2 = 8^\circ 38'$ $\theta_3 = 10^\circ$
 $L_1 = 86.58$ $L_2 = 9.10$ $L_3 = 10.96$

$$c_2 L_2 = 3.0 \times 9.10 = 27.30$$

$$c_3 L_3 = 2.0 \times 10.96 = 21.92$$

$$F_s = \frac{(N_1 + N_3 + N_4) \tan \theta_1 + \{c_2 L_2 + (N_2 + N_5 + N_6 + N_9) \tan \phi_2\} + \{c_3 L_3 + (N_7 + N_8) \tan \phi_3\}}{\Sigma T} = \frac{2,785.78}{1,154.06} = 2,413$$

2) 施工中に発生した間隙水圧が不透水性材料の鉛直高の $1\frac{1}{4}$ の水頭に等しい場合 (下流側)

(1) 式に Σpp を加味すると

$$F_s = \frac{(N_1 + N_3 + N_4) \tan \phi_1 + \{c_2 L_2 + (N_2 + N_5 + N_6 + N_9 - 341.8) \tan \phi_2\} + \{c_3 L_3 + (N_7 + N_8 - 45.2) \tan \phi_3\}}{\Sigma t} = 2,140$$

- 3) 上流側について貯水位が満水した場合 $F_s = 2.790$ 計算略
 4) 上流側について貯水位が急激に降下した場合 $F_s = 2.017$ 計算略
 5) 下流側について水平震度 0.2 の地震力を考慮した場合 $F_s = 1.290$ 計算略

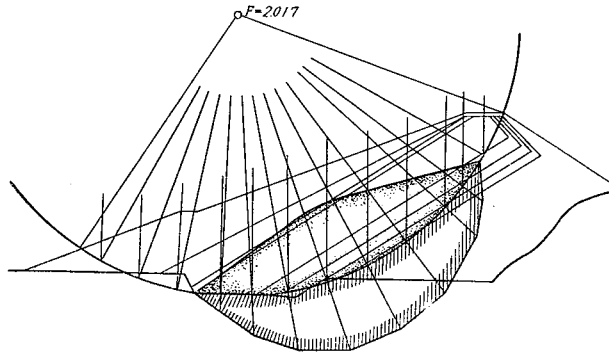


図 59—4 浸潤線を画かず不透水性材料の鉛直
高水頭に等しいものとする簡便法

60. 当麻貯水池の取水設備について

旭川開発建設部 井上 慎一

概 要

本貯水池は上川盆地の北東部当麻村々内に灌漑を目的として築造されたものであつて、その概要について述べると、集水面積 19.8 km²・堤高 20.5 m・貯水量 300 万 m³・開田面積 432 町歩・灌漑用水量 0.8 m³/sec である。

取水設備としては温水取水により水温上昇を図るため、溢流巾 1 m の引上式ゲートにより上水を取水することとした。この場合計画用水量に対する溢流深は 0.57 m である。

なおこれを取付ける本体の構造は、当初斜樋の計画であつたが、岩盤その他の関係で塔とすることとした。

塔体の安定計算

1. 諸元 基礎上面よりの高さ 21 m、塔内径 3 m、壁厚 上部 0.55 m、下部 0.8 m、巾 0.8 m のウィング 6 本、取水孔は幅 1 m × 3 m のもの 3 孔および径 0.5 m の円形孔 1 個を有する。ウィングは 1:20 の勾配を以つて下方に拡がる。

2. 計算

1) 水圧に対する安定 ただし $\sigma_{ca} = 30 \text{ kg/km}^2$

a) 壁厚 0.55 m の部分について、この時の最大水圧は 8.6 ton/m² である。

$$\therefore \sigma_{\max} = \frac{1.7 \times r_0^2}{r_0^2 - r_i^2} \times p = \frac{1.7 \times 2.05^2}{2.05^2 - 1.5^2} \times 8.6 = 31.5 \text{ (ton/m}^2\text{)}$$

b) 壁厚 0.8 m の部分について、この時の最大水圧は 17.5 ton/m² である。

$$\therefore \sigma_{\max} = \frac{1.7 \times r_0^2}{r_0^2 - r_i^2} \times p = \frac{1.7 \times 2.3^2}{2.3^2 - 1.5^2} \times 17.5 = 51.8 \text{ (ton/m}^2\text{)}$$

いずれも安全である。