

日本のロックフィルダムの展望

神 谷 貞 吉*

ロックフィルダムの最初は小淵ダム (1952 年), ついで石淵ダム (1953 年), そして野反ダム (1955 年), いずれもしゃ水壁として, 上流側斜面に鉄筋コンクリートフェイシングを行なっている。これらのダムが建設される以前の設計基準書を見ると, “ロックフィルダムの断面をフェイシングおよび止水壁, 粗石積 (rubble cushion), 岩石積 (loose rockfill) の 3 区帯に分け, フェイシングは木材または鉄筋コンクリートでつくる (1948 年)。あるいは, 石塊えん堤の堤体上流面には止水壁に密着して可撓継目を有するしゃすい壁を設け, 漏水をしゃ断しなければならぬ (1952 年)” としている。ところがアースフィルダムは古くから造られ, 近代になって粘土質材料または鉄筋コンクリートの壁を堤体中央におく, 心壁によるしゃ水方式が確立されている。前と同じ基準書からこの心壁の条項を引用すると, “心壁は粘土, 砂, 砂利の混合材料を用いる。心壁用粘土は粒径 0.05 mm 以下の含有率 50~60% 最大密度における透水係数 1×10^{-6} m/min 以下” となっている。

当時のデータとして, 国有鉄道の信濃川発電所の調整池の土えん堤の心壁に用いた土質材料を参照しよう¹⁾。調整池は浅河原 (1926 年) と小千谷 (1954 年) の 2 ケ所あって, 前者では粒径 0.01 mm 以下 60%, 後者では粘土質材料と切込砂利の混合材料を用い, 粘土質材料は粒径 0.05 mm 以下 30~60%, 0.005 mm 以下は 10~40%; 透水係数 $k=1.53 \times 10^{-7} \sim 2.7 \times 10^{-6}$ cm/sec であった。このようにしゃ水材料にはシルト, 粘土分の多い土質がつかわれていたこと, ロックフィルダム地点においてこの種の土を十分に入手することはむずかしいなどが, 表面しゃ水壁を標準とした事情であろう。しかしこのタイプは, 堤体の沈下, 変形が大きいとコンクリートにクラックがはいる。これを防ぐためにロックの大塊を用いるとか, フェイシングに伸縮ジョイントを設けるなど, 堤高を増すにつれて, めんどろな条件がつよくなる。そこで標準型として新たに土質材料を用いた内部しゃ水壁型が加えられることになる (1957 年)。

それによると, ロックフィルダムは本体ロックフィルとしゃ水壁, その間にはさまれる中間層よりなり, しゃ水壁の種類によって, その上流側に保護層を設ける。表

面しゃ水壁には鉄筋コンクリートアスファルト, 金属, 木材を用い, 内部しゃ水壁には主として土質材料を用いる。

土質材料の条件はアースダムの不透水性部分に準ずる。透水係数はダムの目的, たとえば発電用, かんがい用, 治用水などによって異なるが一般には 1×10^{-5} cm/sec 以下, 理想としては 1×10^{-6} cm/sec 以下が望ましい。そのため粒径分布は粘土分 20~40% が適当であり, 厳密な施工管理が行なわれる場合には 15~20% がむしろ望ましい。

このようにしゃ水壁の土質として, 古くから, 粘土分が多いほどよいとされていたのが, ここにいたって, むしろ少ない方が適当とされるといういちじるしい変化をみせた。前述の信濃川水力発電所の小千谷調整池のアースダムの工事をみると, すでにこの考え方が実行されていることがわかる。同じことがロックフィルダムに適用されたのは 1957 年着工の御衣母ダムである²⁾。またアスファルトを表面しゃ水壁に用いるのは大津岐ダムの建設までまつことになる (1967 年)。

御衣母ダムは傾斜しゃ水壁型である。土質材料は河岸台地の風化花こう岩, 表土との間に粘土質の層をはさんでいる。土質は地域によって違い, 粒度分布は 4 種類に分けられる。いずれも単独ではしゃ水材料として適当ではないが, 混合すると良好なものが得られる。そのためストックパイルを設けて風化花こう岩と粘土を混合する方法をとった。この工事を契機として土質工学がロックフィルダムの建設に寄与することになる。

つぎにしゃ水壁とロックフィルの関係については, 初期の基準ではコンクリートフェイシングを採用している。このためロックフィルの沈下, 変形を少なくしたい。そこでロックはできるだけ大きく, 1 t 程度が望ましく, 岩屑の混入は 10% 以下にとどめる。盛立にあたっては圧力水を噴射して締固めるなどの主旨がそれである。

しかしその後改訂された基準では, 土質材料の内部しゃ水壁型を採用したから, ロックフィルの沈下がしゃ水効果に不利をきたす恐れはない。そのため, 本体ロックはなるべく, 塊状のものが望ましいとはしているが, とくに 1 個 1 t 以上という解説はない。また施工について

* 日本大学生産工学部教授, 工博

論 説

は厚い層にまき出して射水を用いて築造するが、薄い層にまき出して転圧、突固め、振動などを行なって築造する、いわば小塊転圧方式が加わっている (1957 年)。

この後のダムのうち、たとえば御衣母、長野両ダムは傾斜しゃ水壁タイプをとり、本体ロックフィルは沈下を押える必要があつて、射水しながら盛立て、大塊ロックの接触に重点をおいている。つぎに建設された水窪ダム (1968 年)、喜撰山ダム (1969 年) は中央しゃ水壁タイプを採用し、ロックフィル材料は大塊から岩屑まで含み、利用の幅を広くした。これらの混合によって最大密度をうるため、締固めは重運搬機械の走行荷重によることとし、もはや射水による洗じょうはやっていない。

この喜撰山ダムの工事は新しいデータを 提供 している³⁾。築堤材料はすべてダムサイトに近い砂岩質地山からまかなうこととし、まず地表の風化層を切り削してコア材とし、その下の原岩をベンチ発破してロック材を採取し、さらにクラッシュしてフィルターの細粒分を製造した。ロック材の粒度は分類上の土質材料より粗粒である³⁾。締固め試験は重機によって転圧したが、まき出し厚さ 1 m、ブルドーザーの通過 1 回で、湿潤密度 $1.88 \sim 2.10 \text{ t/m}^3$ 、間ゲキ率 $29.9 \sim 22.3\%$ がえられた。コア材はまき出し厚さ 20 cm、シープスフートローラー 10 回で同程度になる。これらを比較して締固めにおけるきき方をみると、確かにロックフィルである。

ところがセン断抵抗値については土質材料の傾向をみることができる。喜撰山ダムではロック材のセン断強さを測定するために、直径 100 cm、高さ 200 cm の超大型試験体の三軸圧縮試験をおこなった。実際のロックには 1 m の大塊も含まれるが、試験では 20 cm 以上を取り除いた。それによると $r_d = 1.8 \sim 2.0 \text{ g/cm}^3$ 、 $e = 0.32 \sim 0.46$ のとき $\phi = 43^\circ \sim 45^\circ$ 、 $c = 0.2 \sim 0.9 \text{ kg/cm}^2$ 、また水窪ダムでは $D_{10} = 20 \text{ mm}$ 、最大粒径 50 mm 程度の粒度で、 $2.0(\text{m}) \times 2.0(\text{m})$ の一面セン断試験の方法によって $r_d = 1.70 \text{ t/m}^3$ 、 $e = 0.6$ のとき $\phi = 37^\circ \sim 39^\circ$ 、 $r_d = 1.80 \text{ t/m}^3$ 、 $e = 0.5$ のとき $\phi = 40^\circ \sim 43^\circ$ をえている。締固めをしない場合は $e = 0.8$ 、 $\phi = 33^\circ$ これをエヤタンパーで締固めると $e = 0.48$ 、 $\phi = 44^\circ$ となり、締固めの効果は顕著である。設計条件には $\phi = 33^\circ$ をとっているから、御衣母ダムの $\phi = 45^\circ$ に対して、アースロックフィルの傾向をもつものといえよう。

さらに透水性については、喜撰山ダムでは同じ密度のもとで、粒度分布をかえて透水係数を求めている。試験体は直径、高さいずれも 100 cm、密度 $r_d = 1.975 \text{ g/cm}^3$ の試験体を用い、 $D_{10} = 1.98, 1.24, 0.62, 0.32 \text{ mm}$ に対してそれぞれ $k = 6.08 \times 10^{-1}, 2.18 \times 10^{-1}, 5.18 \times 10^{-2}, 1.82 \times 10^{-2} \text{ cm/sec}$ を測定され、堤体内の浸透流は $k = 1 \times 10^{-2} \sim 10^0 \text{ cm/sec}$ の範囲で検討している。使用ロ

ック材は最大 1 m 級、 $D_{10} = 40 \text{ mm}$ であるから、粒度と透水の関係をそのままあてはめるのは問題かもしれないが、 k と D_{10} の関係に $D_{10} = 40 \text{ mm}$ を外そうすると $k = 1 \times 10^2 \text{ cm/sec}$ となる。いずれにしても大塊ロック積とは違う間ゲキ流の状態とみてよかろう。喜撰山ダムは揚水式発電所の調整池用であるから、水位は毎日昇降が繰返される。発電時の変動は 6 時間に 26 m というから、かなりの急降下である。このときの浸潤面の降下はモデルテストによると、 $k = 1 \times 10^0 \text{ cm/sec}$ では貯水水位と一致するが、 $k = 1 \times 10^{-1} \text{ cm/sec}$ では水位降下高の約半分、 $k = 1 \times 10^{-2} \text{ cm/sec}$ になるとほとんど全部が残留する。このダムの材料は $k = 1 \times 10^0 \sim 1 \times 10^2 \text{ cm/sec}$ だから、堤体内の水位は常に貯水面の昇降に追従し、間ゲキ水の流出のためノリ面が不安定になる恐れはない。さらに電気相似模型をつかってポテンシャルを測り、円弧スベリ面の安全率を計算すると、常時 $k = 1 \times 10^0 \text{ cm/sec}$ のとき 2.15、 $k = 1 \times 10^{-1} \text{ cm/sec}$ でも 1.45、しかし地震時には $k = 1 \times 10^0 \text{ cm/sec}$ のとき 1.45、 $k = 1 \times 10^{-1} \text{ cm/sec}$ では 1.00 になる。地震に対しては透水係数の値はかなり微妙な立場をとっている。

またこのダムでは、安定計算について単に円弧スベリ面によるばかりでなく、内部応力の分布からも検討を試みている。それによると⁴⁾、

(1) 築堤中にロックフィルの深部に降伏しやすい領域が発生し、これが進行すると斜面がはらみ出す結果になること、

(2) この降伏現象は変形係数が小さくて軸差応力が大きいときには進行するが、ここではコアの変形係数がロックフィル材に比してはるかに大きいから、その心配はないこと、

(3) たん (湛) 水中の静水圧に対して、上流側のロックフィルはコアと一体となって作用し、満水位になってはじめてコアにすべてがかかりはじめること、

また、たん水後の水平セン断応力の分布は、従来の慣用ではコアと下流部ロックフィルにあったが、変位の実測値と理論解析から上流部ロックフィルにかなり分布することが明らかとなり、そのためコア部の負担はいちじるしく軽減されていること、

築堤中からたん水中の変位の変化から、ロックフィル部もコア部も築堤中の変形が全く支配的で、たん水中の変形は全変形の約 30% 程度にすぎないこと、

たん水後、上流ロックフィル上部において、側方拘束応力が圧縮から引張りに変わる領域が発生し、地震時不利なデータを提供していること、

などの諸点を指摘している。これらはいずれも盛立材料の変形係数、ポアソン比などの値をもとに有限要素法によって解析し、喜撰山ダムの実測値を照合してえられ

表—1 建設中の揚水式水力発電所 (1970 年)

発 電 所	事 業 者	発 電 力 ×10 ³ (kW)	ダ ム 型 式 ¹⁾	貯 水 量 ×10 ³ (m ³)	堤 高 (m)	堤 体 積 ×10 ³ (m ³)
馬 瀬 川 第 一	中 部 電 力	286	R (上) G.C (下)	73,500 8,700	128 41.5	5,060 112
新 豊 根	電 源 開 発	1,125	A.C (上) G.C (下) ²⁾	47,400 326,850	114 155.5	351 1,094
沼 原	電 源 開 発	675	R (上) R (下) ³⁾	4,280 25,800	29 74.5	1,600 1,600
新 冠	北 海 道 電 力	200	R (上) G.C (下)	145,000 6,550	100 46	3,100 62
新 高 瀬 川	東 京 電 力	1,280	R (上) R (下)	76,200 32,500	176 125	10,700 7,100
奥 多 々 良 木	関 西 電 力	1,020	R (上) R (下)	31,700 21,400	100 70	3,684 2,404
大 平	九 州 電 力	500	R (上) R (下)	4,684 5,204	66.2 88.9	790 1,306

注: 1) ダム型式の欄にて, (上)は上部池, (下)は下部池, Rはロックフィルダム, G.Cは重力式コンクリートダム, A.Cはコンクリートアーチダム

2) 佐久間ダム, 既設

3) 深山ダム, 農林省開拓事業

表—2 土地改良事業のロックフィルダム
(1970, 1971 年度計画)

ダ ム 名	河 川 名	県 名	堤 高 (m)	堤 体 積 ×10 ³ (m ³)
三 石	三 石 川	北 海 道	32.0	294
東 郷	石 狩 川	〃	35.0	831
幌 向	石 狩 川	〃	42.8	1,200
余 市	ヌツチ川	〃	33.1	379
しろかね	美 瑛 川	〃	56.5	1,220
白 中	阿 武 隈 川	福 島	90.0	3,397
南 外	雄 物 川	秋 田	21.4	56
矢 櫃	北 上 川	岩 手	33.4	134
和 田	高 瀬 川	青 森	31.5	216
白 山	糠 川	福 井	22.5	29
北 房	旭 川	岡 山	35.0	113
大 久 保 山	僧 都 川	愛 媛	55.1	306
銚 子	重 信 川	〃	48.0	256
立 岩	立 岩 川	〃	49.2	301
仙 養	高 梁 川	広 島	30.8	85
大 原	大 原 川	島 根	25.0	130
黒 石	加 古 川	兵 庫	33.6	150
釈 迦 院	緑 川	熊 本	32.2	80
合 所	筑 後 川	福 岡	58.7	1,006
中 ノ 川	未 広 川	大 分	37.0	175
市 来	八 房 川	鹿 児 島	36.0	168
御 手 洗	野 田 川	〃	40.0	170

た見解である。

以上を総括するに, ロックフィルダムについては, 使用材料の幅が広がったこと, 材料の性質が次第に明らかにされつつあること, 堤体の挙動が理論的にも実測によっても解明されつつあること, などを含めて大ダム建設の技術が急速に進展していることがわかる。

さて日本のダムの数は, 1969 年現在, コンクリートダム 596, 堤高 10 m 以上のアースフィルダム 1654, これに対してロックフィルダムは最も新しく 52 にすぎないが, 近年建造中ないしは計画のものについては, むしろこのタイプに主力が移りつつある。

まず電源開発計画をみると, 1970~1979 年度間に着工する水力発電所の設備容量は 1,641 万 kW, そのうち揚水式が 1,430 万 kW, その調整池の多くはロックフィル

表—3 洪水調節, 利水用ロックフィルダム
(1971 年度計画)

ダ ム 名	河 川 名	堤 高 (m)	堤 体 積 ×10 ³ (m ³)
大 雪	石 狩 川	79	3,500
白 川	最 上 川	69	2,467
御 所	北 上 川	50	コンクリート 250 ロックフィル 780
手 取 川	手 取 川	153	9,640(手取川第1発電所)
徳 山	木 曾 川	161	10,000
漁 川	石 狩 川	38	600
寺 内	筑 後 川	82	2,540
日 吉	淀 川	70	2,660
岩 屋	木 曾 川	128	5,050(馬瀬川第1発電所)
飯 詰	岩 木 川	38	305
樽 水	名 取 川	43	346
広 瀬	富 士 川	75	1,330
酒 匂	酒 匂 川	100	4,770
漆 沢	鳴 瀬 川	75	1,653
宇 曾 川	淀 川	54	850
下 湯	堤 川	70	1,780
佐 幌	十 勝 川	47.5	770

ダムを用い, 1970 年度において建設中の発電所7のうちにロックフィルダム地点 10 が含まれている(表—1)。

またこの型式は土地改良事業においても積極的に取入れられ, 1970 年度工事中のダム 132 地点のうち, ロックフィルダムは 33 地点, 設計地点 61 は, アースダム 30, ロックフィルダム 22, コンクリートダム 9 となっている(表—2)。

さらに洪水調節, 利水関係では最初の石淵ダム以来, 緑川ダムの補助ダムとしてこのタイプを用いたのみであるが(1970 年), 1971 年度の計画ではすでに 17 地点にこのタイプが登場している(表—3)。

いまかりに堤体積を合算してみると,

電源開発用 $37,344 \times 10^3 \text{ m}^3$

土地改良事業用 $10,611 \times 10^3 \text{ m}^3$

洪水調節, 利水用 $47,741 \times 10^3 \text{ m}^3$

きわめて膨大な工事量といえよう。

論 説

このようにロックフィルダムの計画は年を追って増加する傾向にあるが、ここで既設ダムのその後を振り返ってみたい。いずれのダムでも沈下と漏水の測定は必ず行なわれていて、たとえば石淵ダムでは昭和 28 年完成、昭和 34 年までに天端の沈下量 220 mm、堤高の 0.41%、水平移動量は 133 mm、野反ダムでは建設後 2 年間に沈下量 190 mm、堤高の 0.43%、水平移動 36 mm、その後の変化はほとんどない。両ダムはともに表面に鉄筋コンクリートスラブのしゃ水壁を張っているが、堤軸方向の変位、スラブの継手の縮み、クラック発生状況から、左右峡谷壁のコウ配にそって滑動する傾向が観察されている。

漏水は貯水用堤体の安定に関して最大の関心事であるが、石淵ダムでは測定箇所 5、建設の翌年に最大 358 l/sec となり、6 年後には 181 l/sec に減り、以後安定している。ただし最大値 358 l/sec のうち 77 l/sec は段丘の地山から測定されたものである。野反ダムでは建設後 3 分の 1 たん水時に 11 l/sec、2 年後満水時 250 l/sec、水位と漏水の動きの間に 10 日間程のラグがみられた。これは基礎のタイ積層への浸透に時間がかかること、堤体のロックフィルの透水係数の低下、セン断抵抗の変化による局部的移動などがその原因ではないかと推察している。

つぎに地震については、ロックフィルダムに被害の記録はない。震央に接近した記録は御衣母ダムと北美濃地震である⁹⁾。この地震は 1961 年 8 月 19 日、竣工の翌年にあたり、震央はダムサイトから 17 km、加速度 0.4 g、ダムサイトでは 0.1 g、周期 0.1 sec、中央気象台の震度階 V と推定される。この地震によって監査廊に 2,3 のヘヤクラックが生じたこと、新しい漏水箇所ができたこと、しかし漏水のとまったところもある。沈下量 3 cm、下流への変位 5 cm などがダムに現われた影響である。堅硬だが断層、破碎帯のある基礎上の、高さ 150 m の高ダムが震源の近い強震を受けた耐震の実績である。

これに対してアースダムにはかなりの被害の記録がある⁹⁾。新潟地震は 1964 年 6 月 16 日、震源に近い山形県の震度 V の地域に約 2000 のアースダムがある。震動により 123 に被害があつて、決壊はなく、80%はクラック発生、クラックの 71%は軸方向で堤頂ないしは上流側斜面に発生した。このことは山王海ダムにおいて、上部ほど大きな振幅と加速度が測定された事実と符合する。ところが十勝沖地震 1968 年 5 月 16 日、 $M=7.8$ では下北、津軽一帯が震度 V の範囲だが、被害ダム 26、その多くは火山灰質軟弱層のうえに鋭敏比の高い火山灰質ロームの高含水比の土質をもって築造されている。新潟地震の時とちがってこの被害の特徴はほとんど地震動中に破壊していることである。両者だけを比較すると、構造上の違いは盛立材料と基礎地盤にみられる。これらの記録から、フィルダムは地震を受けても材料の粒の集合体としての本質が変わることはない。流動化は別として一、したがって材料からみた構造物の危険度はそれだけ少ないという見方もできよう。これについて、最近築造されたダムでは数多い測定器が設置されている。長野ダムでは変形測定点、間ゲキ水圧計など 32、地震計 6、漏水測定セキ 1、喜撰山ダムでは、変位計 7、沈下計 8、間ゲキ水圧計 31、土圧計 63、地震計 30、これにより今後、地震時の挙動は格段と明らかになるろう。

引用文献

- 1) 日本国有鉄道信濃川工事事務所：信濃川水力発電工事、小千谷調整池土えん堤工事誌、1955
- 2) 伊藤令二：御衣母ロックフィルダム、発電水力、No. 36, 1958.9
- 3) 門脇慶太郎・大長昭雄：喜撰山ロックフィルダムの設計にともなう特殊設計について、発電水力 No. 98, 1969.1
- 4) 林正夫：ロックフィルダム築造中および湛水中の内部挙動、喜撰山ダム、電力中央研究所報告 70012, 1971. 4
- 5) 岡本舜三・吉田登・中山謙治：御衣母ダムの北美濃地震時の挙動、大ダム、No. 26, 1963. 12
- 6) 高瀬周雄・天野充・山下進：地震によるアースダムの被害、土と基礎、Vol. 14, No. 10, 1966. 10, p. 3~9

(原稿受理 1971.7.3)