

(54) 地下発電所水圧鉄管岩盤負担の実測結果について

東京電力株式会社 正会員 三宅清士 同 堀口潤一 同 ○西脇芳文 同 太田孝

1. はじめに

玉原発電所は東京電力(株)が利根川上流部に設置する出力120万kW(30万kW×4台)の純揚水式発電所であり、昭和57年12月17日第1期60万kW(30万kW×2台)の運転を開始した。当発電所の水圧鉄管は導水路終端部に設けられる調圧水槽の直下部に始まり、上部埋設部、明り露出部、斜坑埋設部および下部水平埋設部を経て水車主弁に至っている。条数は管路始点から発電所直上流の下部水平埋設部に設ける分岐部までは2条とし、ここでそれぞれ2条に分岐し、4条で各水車に接続している。水圧鉄管の延長および内径は表-1に示すとおりである。

水圧管路経過地の地形地質は図-1のとおりであり、斜坑埋設部の地質は、中段作業坑より上部に1,2号とも幅10mから20mの破碎帯(A破碎帯)があり、さらに山側、川側とも約10mの区間に岩盤等級C₁からC₄級の破碎帯影響部がある。このA破碎帯の山側は新第三紀中新世の栗沢層の流紋岩であり、谷側は礫岩である。中段作業坑より下部の岩盤は緻密堅硬であり、岩盤等級はC₄からB級である。

水圧鉄管の主な特徴は以下のとおりである。

- ① 発電所の基準有効落差518m、水圧鉄管の最大設計内圧824mは世界最大級であり、このため、水圧鉄管の鋼材として高強度で溶接性の良好な80kg/mm²級高張力鋼(HT80)を使用した。
- ② 水圧管路斜坑埋設部の岩盤が良好な区間の水圧鉄管については、内圧の一部を周辺岩盤に負担させる設計とし、板厚を低減した。
- ③ 水圧鉄管の分岐部に水理的にも構造的にもすぐれているシエル型分岐を採用した。
- ④ 水圧管路斜坑埋設部の破碎帯部約40mは、切掘掘削にNATM工法を適用し、周辺地山安定後、コンクリート充填直埋方式で水圧鉄管を布設した。

2. 内圧の一部岩盤負担の設計

(1) 設計の考え方

水圧管路斜坑埋設部の中段作業坑より下部の岩盤が良好な区間EL583mからEL743mの延長約200mに対して、内水圧の一部を周辺岩盤に負担させることとした。岩盤負担の設計は次の条件に基づいて行なった。

- ① 設計内圧に対しては周辺岩盤がその一部を負担するものとし、管胴部応力が材料の許容応力を越えないこと。
- ② 設計内圧に対しては周辺岩盤の拘束がないと仮定した場合でも管胴部応力が材料の降伏点を越えないこと。
- ③ 設計外圧に対しては管胴部の座屈に対する安全率が1.5以上であること。

設計内圧に対する計算は水門鉄管技術基準の東の式で行なうとともに、周辺岩盤をゆるみ領域とゆるみの影響を受けない堅硬な領域とを考慮する平面ひずみ2層モデルでも検討を行なった。解析モデルを図-2に示す。

平面ひずみ2層モデル解析にあたっては次の仮定を行なった。

- ① コンクリートと岩盤は連続で均質等方性とする。
- ② 岩盤は温度変化しないものとし、水圧鉄管およびコンクリートは全体として一様に温度変化するものとする。

表-1 水圧鉄管の延長および内径

項 目	1 号 管		2 号 管	
	延長(m)	内径(m)	延長(m)	内径(m)
上部埋設部	93.480	5.500	80.461	5.500
明り部	365.849	5500-4200	372.442	5500-4200
斜坑埋設部(分岐部)	424.274	4.200	418.187	4.200
分岐部～	1-1号583.959	2900-2100	2-1号42.059	2900-2100
鉄管終点	1-2号40.887		2-2号45.497	
計	1-1号922.562		2-1号913.149	
	1-2号924.430		2-2号916.587	

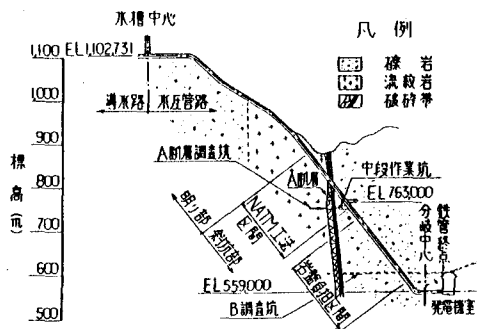


図-1 水圧管路地質縦断面図

③ コソワリートおよびゆるみ領域の岩盤は引張に対して抵抗できないものとする。

外圧に対する計算式は水門鉄管技術基準のE-Amstutzの式で行なった。

(2) 解析条件

a. 設計条件

・水圧鉄管の内径：4200mm ・掘削径：5400mm ・設計内圧：58.2～78.3 kg/cm² ・温度変化：-20℃ ・水圧鉄管の弾性係数：2.1×10⁶ kg/cm² ・水圧鉄管の線膨張係数：1.2×10⁻⁵/℃ ・コソワリートの弾性係数：1.4×10⁵ kg/cm²

b. 使用鋼材(HT80)の許容応力

板厚 t ≤ 50mm の場合：許容応力 3,300 kg/cm²，降伏応力 7,000 kg/cm²

板厚 t > 50mm の場合：許容応力 3,200 kg/cm²，降伏応力 6,800 kg/cm²

c. 岩盤物性

岩盤負担区間の岩盤物性は，変形試験，水室試験，弾性波速度測定結果に基づき決定した。

(d) 変形係数と弾性波速度の関係

岩盤の静的変形性と弾性波速度との関係は岩盤の力学的性質を異なった面からとらえており，一般的には論じがたいので，同一地点で同一岩盤からなる場所で変形試験と弾性波速度測定を行ない，図-3より次式を得て関連づけることとした。

$$\log_{10} D = 0.359 V_p + 3.26 \quad D: \text{変形係数(kg/cm}^2\text{)}, V_p: P \text{波速度(km/s)}$$

(b) 設計に用いた岩盤物性値

岩盤負担区間全長に亘り弾性波速度測定を行ない，上式により変形係数を求めた。設計に用いた岩盤物性は次のとおりとした。

i) 比較的悪い岩盤

平面ひずみ2層モデルで設計する場合，堅硬な領域の変形係数を50,000 kg/cm²，ゆるみ領域を4,000 kg/cm²とした。また，東の式で設計する場合，弾性係数30,000 kg/cm²，塑性変形係数1.0とした。

ii) 比較的良好な岩盤

平面ひずみ2層モデルで設計する場合，堅硬な領域の変形係数を70,000 kg/cm²，ゆるみ領域を8000 kg/cm²とした。また，東の式で設計する場合，弾性係数50,000 kg/cm²，塑性変形係数0.5とした。

(3) 計算結果

平面ひずみ2層モデルと東の式の両者の計算結果はほぼ一致している。東の式の計算結果は表-2のとおりであり，水圧鉄管の板厚は31～42mmで，内圧の一部岩盤負担率は22～41%であった。

3. 内水圧の一部岩盤負担の計測

(1) 計測計画

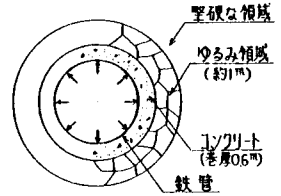


図-2 解析モデル

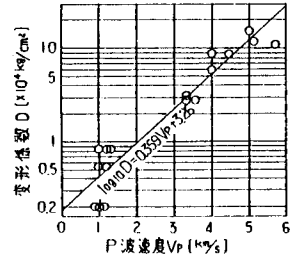


図-3 VpとDの関係

表-2 岩盤負担部の板厚

岩盤負担区間距離 (m)	岩盤物性 (E, kg/cm ²)	設計板厚 (mm)	設計負担率 (%)	岩盤負担区間距離 (m)	岩盤物性 (E, kg/cm ²)	設計板厚 (mm)	設計負担率 (%)
10	Eg=50,000 Ep=0.5	21	22	10	Eg=50,000 Ep=0.5	37	37
20	Eg=50,000 Ep=0.5	31	31	20	Eg=50,000 Ep=0.5	28	26
30	Eg=50,000 Ep=0.5	22	23	30	Eg=50,000 Ep=0.5	38	38
40	Eg=50,000 Ep=0.5	32	32	40	Eg=50,000 Ep=0.5	29	39
50	Eg=50,000 Ep=0.5	34	34	50	Eg=50,000 Ep=0.5	39	39
60	Eg=50,000 Ep=0.5	33	33	60	Eg=50,000 Ep=0.5	30	27
70	Eg=50,000 Ep=0.5	35	35	70	Eg=50,000 Ep=0.5	40	40
80	Eg=50,000 Ep=0.5	34	34	80	Eg=50,000 Ep=0.5	31	31
90	Eg=50,000 Ep=0.5	25	25	90	Eg=50,000 Ep=0.5	32	32
100	Eg=50,000 Ep=0.5	35	35	100	Eg=50,000 Ep=0.5	41	41
110	Eg=50,000 Ep=0.5	26	26	110	Eg=50,000 Ep=0.5	33	33
120	Eg=50,000 Ep=0.5	27	27	120	Eg=50,000 Ep=0.5	42	42
130	Eg=50,000 Ep=0.5	37	37	130	Eg=50,000 Ep=0.5	34	34

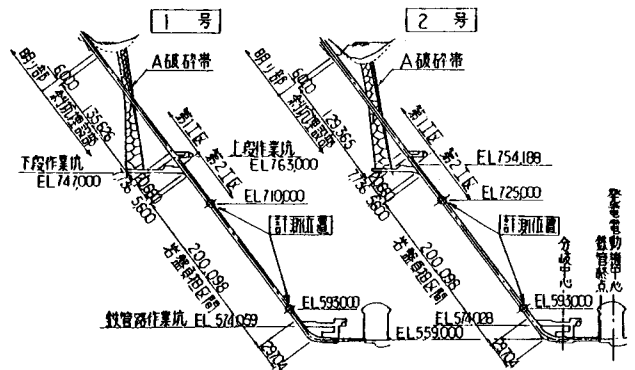
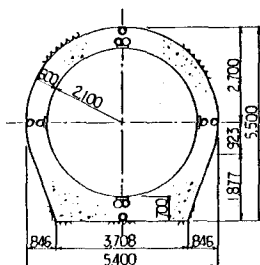
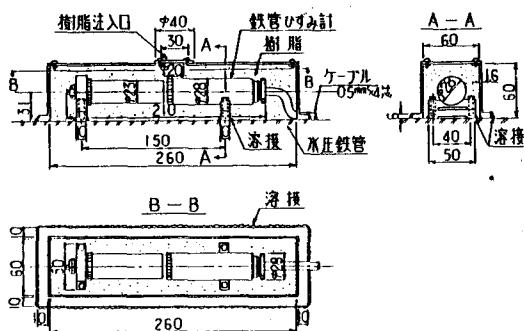


図-4 岩盤負担部計測位置図

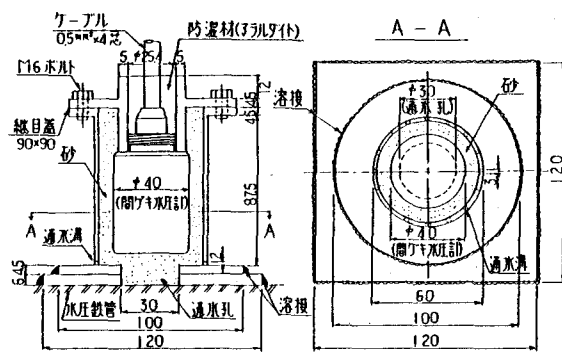


計器名称	記号	数 量			
		1号	2号	3号	4号
鉄管のみの計測	一	8	8	8	8
間ケキ水圧計	○	7	2	2	2
總 目 計	○	8	8	8	8
計		18	18	18	18



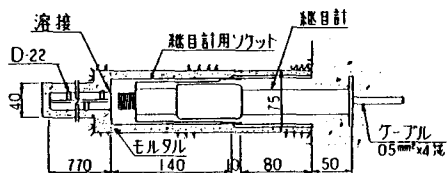
水圧管路斜坑埋設部の岩盤負担区間(200m)のうち岩盤物性が比較的悪い部分1号EL710m、2号EL725mの2箇所と、下流端の岩盤物性が良い部分1号EL593m、2号EL593mの2箇所の計4箇所において水圧鉄管ならびに岩盤に測定計番を設置し、岩盤負担の確認を行なった。

水圧鉄管の円周方向底力および管軸方向底力の測定には図-5に示すとおり、鉄管の天地左右に4箇所(1箇所あたり2方向測定)に鉄管ひずみ計を取りつけた。外水圧の測定には鉄管の天地2箇所に間ゲキ水圧計を取りつけた。また、鉄管とコンクリートおよびコンクリートと岩盤の間ゲキ測定には継目計を取りつけた。



鉄管ひずみ計，間欠キ水圧計，継目計の設置要領図を図-6～8に示した。

(2) 計測結果



ダムの湛水は2号水圧鉄管を使用して昭和57年3月より開始し、1号水圧鉄管は同年5月より充水した。ダムの水位は満水位EL1,173^mに対し、昭和57年12月の営業運転までは第1期運開(1号機)に必要な水位EL1,159.5^mとし、営業運転に入ってからEL1,167^mまでで運用している。

Q. 内圧の一部岩盤負担率の測定結果

実測の内圧の一部岩盤負担率の算定は下式によつた。

$\lambda = 1 - \frac{\sigma_{av}}{2\tau}$
 λ : 岩盤負担率 P : 内水圧 D : 鉄管内径 t : 鉄管厚 σ_{av} : 円周方向応力実測値の平均値

鉄管充水前を0とした各水位における1号水压鉄管の円周方向応力の実測値を図-9に示した。

鉄管内水圧と岩盤負担率の関係は図-10に示したとおり、岩盤の比較的悪い1号水圧鉄管上部の岩盤負担率は32~50%、平均値40%、2号水圧鉄管上部は25~51%、平均値33%、岩

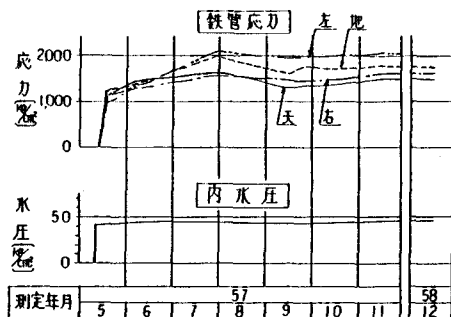


圖-9-(a) 鐵管応力実測結果(1号上部)

盤が良い1号水圧鉄管下部は45~73%, 平均値63%, 2号水圧鉄管下部は40~68%, 平均値56%であった。

b. 間ゲキ水圧の測定結果

計器埋設時点を0とした1号水圧鉄管の間ゲキ水圧の実測値を図-11に示した

ダム湛水後の間ゲキ水圧は, 1号水圧鉄管の上部は0.56~1.72 kg/cm^2 , 下部は0.26~1.86 kg/cm^2 , 2号水圧鉄管の上部は0~0.57 kg/cm^2 , 下部は0~3.91 kg/cm^2 であった。2号水圧鉄管下部が入りな値を示しているが, 一時的なものであり, 現在では0.25~0.84 kg/cm^2 となっている。

c. 間ゲキ幅の測定結果

計器埋設時点を0とした1号水圧鉄管の鉄管とコンクリートの間ゲキ幅の実測値を図-12に示した。

鉄管とコンクリートならびにコンクリートと岩盤の間ゲキ幅は昭和57年8月頃から一定した値を示している。鉄管とコンクリートの間ゲキ幅は, 1号水圧鉄管上部は0.10~0.39 mm , 下部は0.06~0.31 mm , 2号水圧鉄管上部は0.09~0.36 mm , 下部は0~0.14 mm であり, コンクリートと岩盤の間ゲキ幅は, 1号水圧鉄管上部は0.02~0.35 mm , 下部は0.06~0.45 mm , 2号水圧鉄管上部は0.09~0.38 mm , 下部は0.04~0.17 mm であった。

4. 考 察

設計で求めた岩盤負担率はダムの水位が満水値であること, また, 水圧鉄管の余裕厚1.5 mm を除いたものであることから, 実測と比較するため

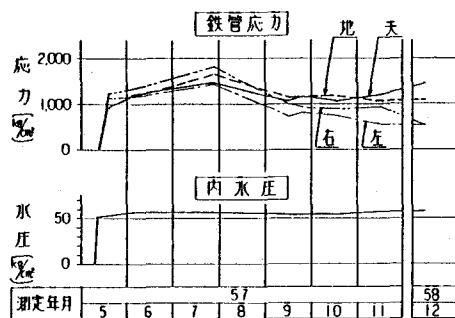


図-9(b) 鉄管底力実測結果(1号下部)

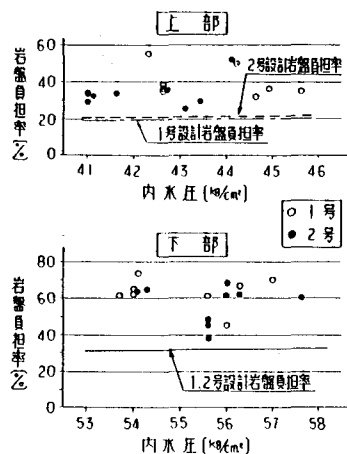


図-10 岩盤負担率実測結果

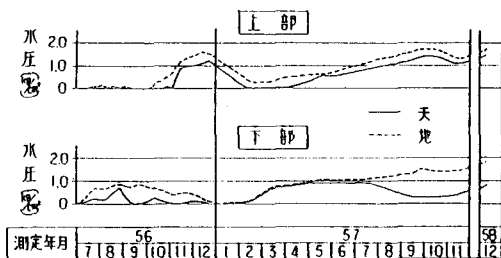


図-11 間ゲキ水圧実測結果(1号)

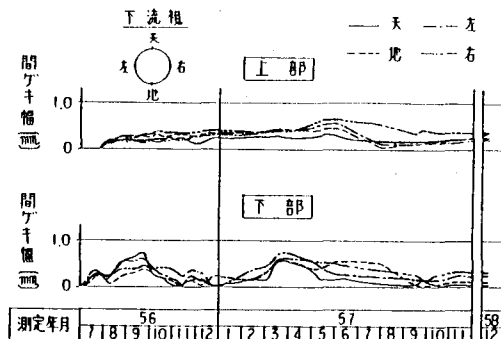


図-12 鉄管とコンクリートの間ゲキ幅実測結果(1号)

計測時の水位と余裕厚を考慮して計算した。計算値は,

1号水圧鉄管上部は計測時の水圧42~46 kg/cm^2 で195~198%, 2号水圧鉄管上部は計測時の水圧41~45 kg/cm^2 で205~210%, 1.2号水圧鉄管下部は計測時の水圧53~58 kg/cm^2 で31.2~31.7%である。これに対して実測値はいずれも計算値を上回っている。間ゲキ水圧は設計では地山被り相当を考慮し水圧鉄管上部で17~18 kg/cm^2 , 下部で32 kg/cm^2 としている。これに対して実測値は非常に小さい値を示しており, 水圧鉄管とコンクリート間に設置したドレーンパイプ($\phi 10^{\text{mm}}$, 4本)ならびにコンクリートと岩盤間に設置したドレーン層(ステラロック, $10 \times 10^{\text{mm}}$, 4本)の効果があつたと思われる。しかしながらこれらの結果は短期間の測定に基づいているので, 今後, 測定を継続するとともにより合理的な岩盤負担の設計に反映させていくこととしている。

(54) RESULT OF MEASUREMENT ON THE BEARING PART OF THE ROCK
OF INTERNAL HYDRAULIC PRESSURE IN PENSTOCK

by Kiyoshi Miyake
Junichi Horiguchi
Yoshitumi Nishiwaki
Takashi Ota
The Tokyo Electric Power Co., Inc.

Tanbara Power Station is of a pure pumped-storage type with ultimate total output of 1,200 MW (300 MW $\times$ 4), owned and constructed by the Tokyo Electric Power Co. at the upstream of Tone River. On December 17, 1982, the 1st term units of 600 MW (300 MW $\times$ 2) were put into initial operation.

Each of penstock lines No. 1 and No. 2 has a total length of about 920 m. It is buried in the inclined shaft over a length of about 420 m. In this section, a part of internal hydraulic pressure is burdened to the rock-bed in the relatively stabilized condition for a length of about 200 m.

Rock in this pressure-burdened section is graded within a range of CH to B, consisting of conglomerate in the Tertiary, though it partially contains fracture zones.

The Formula in the Technical Standards for Hydraulic Gate and Penstock was used in designing the bearing part of the rock. Furthermore, study was conducted by use of the two-layer model of relaxed zone and sound zone in the state of plane strain.

In the meanwhile, external pressure was calculated by application of the E. Amstutz under the Technical Standards for Hydraulic Gate and Penstock. Rock properties used for design were determined finally with consideration to the results obtained from plate bearing test, water chamber test and seismic test.

In order to identify the acceptability of the designed coefficient of the bearing part of the rock, instruments were installed for measurement on both of No. 1 and No. 2 penstocks, each at selected positions from both relatively poor and good rock properties within the pressure-burdened section.

The results of comparison between designed and actually measured values are as follows:

- (1) The actually measured results on the coefficient of the bearing part of the rock with relatively poor rock properties were averaged at 40 percent within a range of 32 to 50 percent for No. 1 and averaged at 33 percent within a range of 25 to 51 percent for No. 2, while the designed coefficient of the bearing part of the rock is 19 or 20 percent for No. 1 and 20 or 21 percent for No. 2 respectively.
- (2) The actually measured results on the coefficient of the bearing part of the rock with relatively good rock properties were averaged at 63 percent within a range of 45 to 73 percent for No. 1 and averaged at 56 percent within a range of 40 to 68 percent for No. 2, while the designed coefficient of the bearing part of the rock is 31 or 32 percent for both No. 1 and No. 2 alike.

As identified from those results of measurement, the actually measured values of the bearing part of the rock exceed far above those originally designed at each measured point.

It is therefore intended that by further analysis of such measured values the result of analysis should be incorporated into the design to seek the more reasonable coefficient of the bearing part of the rock.