

地下発電所の変形測定方法と結果について

関西電力 K.K. 正員 錦織達郎

1. ま え が き

近年膨大な電力需要に対処するため、大規模な揚水発電所を建設することが必要となってきた。関西電力 K.K. においては、1970年に喜槇山揚水発電所(出力 233,000KW×2台=466,000KW)を完成し、次いで目下奥多々良木揚水発電所(出力 303,000KW×4台=1,212,000KW)を建設中である。これらの揚水発電所は、開発規模の増大に伴って必然的に大容量のポンプ水車を地下に設置することが必要となるため、地下空洞規模が喜槇山発電所においては巾 25.65m×高さ 44.00m×長さ 60.40m(空洞容積 68,000^m³)で、奥多々良木発電所においては巾 24.90m×高さ 43.90m×長さ 133.40m(空洞容積 146,000^m³)である。このような大規模な地下発電所の掘削過程において、初期地圧の解放ならびに突破による側壁近傍のゆるみの影響によって空洞壁面は内側に変位することが知られている。この変形現象は、地質構造あるいは地質状態により空洞周辺岩盤の崩落を助長する場合もでてくる。このことにより、地下発電所の合理的な設計ならびに施工時の安全対策(PCボルトの配置、ストラットの設置)を構えることが必要となるため、両発電所においては地下発電所地床の綿密な地質調査と併行して、岩盤の強度特性を知るための試験を行なつて、これらの資料をもとに大空洞の開削途上に生ずる周辺岩盤の変形現象ならびにゆるみ領域について有限要素法により解析を行なつて予測する方法を試みてきた。また解析手法の妥当性を検討すると共に工事の安全を確認するために空洞開削時の岩盤に対しては、岩盤の変形を測定するための岩盤変位計を埋設、アーチコンクリートには鉄筋計、コンクリートひずみ計、応力計等を埋設して、工事中と完成後も継続的に測定を行なつてきている。ここでは、喜槇山発電所と奥多々良木発電所の地下空洞で実施した、空洞の変形測定方法と測定結果について、計算値と実測値を対応させて述べている。

2. 地下発電所の岩盤調査

地下発電所の開削時の周辺岩盤の挙動解析を行うためには、地下発電所地点を構成する地質の状態(岩質、層理、節理、破碎帯、断層等)を解明すると共に岩盤の諸特性を把握することが必要となつてくる。喜槇山および奥多々良木の両地下発電所地点で実施した岩盤試験は表-1、表-2の通りである。

表-1. 喜槇山発電所の岩盤調査と結果の概要

地山の初期応力測定試験	岩盤の C, φ 測定試験	地山の弾塑性係数(E)の測定試験
(1) 測定場所 地下空洞アーチ上約 2.5m に位置する試験機坑内。	(1) 測定場所 同 左。	(1) 測定場所 同 左。
(2) 測定方法 坑壁面に光弾性ゲージを埋設し坑壁面の初期応力を測定。	(2) 測定方法 機械製の岩盤を 40cm の立方体に切り出し、三軸圧縮試験により岩盤を破壊させ C, φ の値を求めた。	(2) 測定方法 1) シヤッキ試験。 2) 水室試験。 の 2 方法により弾塑性係数を測定。
(3) 測定結果 P ₁ = -6.98/cm ² (水平方向 Y 軸) P ₂ = -18.97/cm ² (水平方向 X 軸) P ₃ = -25.97/cm ² (鉛直方向 Z 軸)	(3) 測定結果 1) 弾性変形の限界 C = 0.99/cm ² , φ = 30° 2) 破壊を越えるとき C = 0.65/cm ² , φ = 40°	(3) 測定結果 シヤッキ試験 E _f = 22,000 ~ 36,000 ^{kg} /cm ² 水室試験 E _H = 20,000 ~ 36,000 ^{kg} /cm ² E _f /E _H = 1.1 ~ 1.6
		(4) 地質 砂質粘板岩 CH ~ CL 級

表-2. 奥多々良木発電所の岩盤調査と結果の概要

地山の初期応力測定試験	岩盤のC, φ 測定試験	地山の弾塑性係数(E)の測定試験	岩石の物性値測定試験
(1) 測定場所 地下空洞アーチ上約60mに位置する試験掘坑内。 (2) 測定方法 カルソソ型ひずみ計により岩盤内部の初期応力を、さらに抵抗線ひずみ計により坑壁面初期応力を測定。 (3) 測定結果 $P_1 = -100 \text{ kg/cm}^2$ (水平方向) $P_3 = -50 \text{ 俵}$ (鉛直方向)	(1) 測定場所 同左 (2) 測定方法 横坑壁の岩盤を40cm $\times$ 40cm $\times$ 10cmに切り出しプロックせん断を行ないC, φ の値を求めた。 (3) 測定結果 B級流紋岩 $\{C=100 \pm 15 \text{ kg/cm}^2, \varphi=45^\circ \pm 15^\circ\}$ C級珪岩 $\{C=50 \pm 10 \text{ kg/cm}^2, \varphi=45^\circ \pm 15^\circ\}$	(1) 測定場所 同左 (2) 測定方法 ジャッキ試験により弾性係数を測定。 (3) 測定結果 $E_T = 56,000 \sim 107,000 \text{ kg/cm}^2$ (4) 地質 石英粗面岩質凝灰角礫岩 流紋岩が主体でB級-C級	(1) 測定場所 地下発電所地点のボーリングコア採取。 (2) 測定方法 ボーリングコアと岩種別に採取し、室内において吸水率、弾塑性係数、圧縮強度、ポアソン比を測定。 (3) 測定結果 比重 2.44 ~ 2.74 吸水率 0.44 ~ 3.00 弾塑性係数 2.30 ~ 7.20 圧縮強度 25.98 ~ 1,806.5 ポアソン比 0.16 ~ 0.33

図-1 喜瀬山地点 地山初期応力測定結果

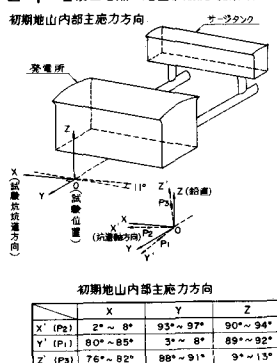


図-2 奥多々良木地点 地山初期応力測定結果

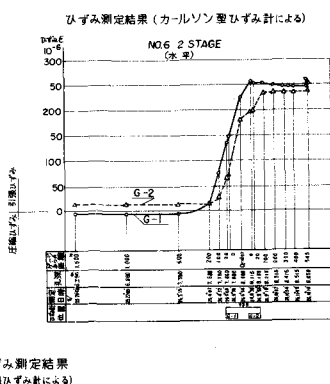


図-3 奥多々良木地点 岩盤のせん断試験結果

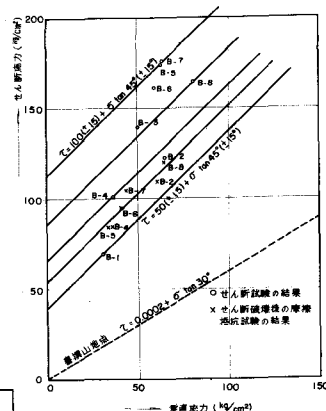


図-6 水平変位の時間的増加

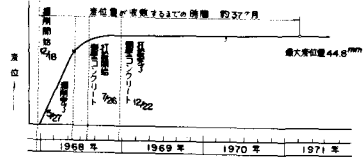
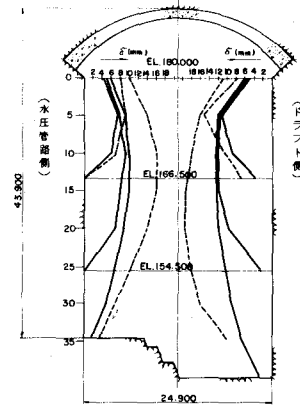


図-8 奥多々良木発電所の盤下げ進行と側壁相対変位置
(有限要素法による解析結果)

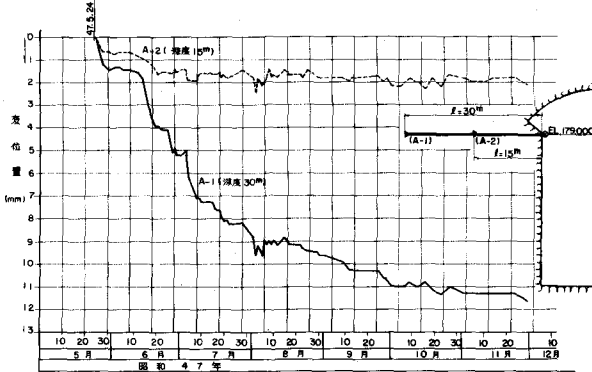


凡例
—— 深度 15m 相対変位置
--- 深度 30m 相対変位置

表-4 奥多々良木発電所の水平変位置

	計算値		実測値	
	水压管路側	ドラフト側	水压管路側	ドラフト側
深度15m	6.0 mm	6.0 mm	2.0 mm	2.5 mm
深度30m	10.0 mm	11.0 mm	11.5 mm	13.6 mm

図-7 側壁岩盤相対水平変位実測値 (A断面-水平管路側)



および表-4に示している。変位置の増加傾向は喜槇山地点とほぼ同様に掘削完了時点で収斂してきている。表-4には、計算値と実測値を比較しているが、かなりの精度で一致していることが判明した。また、アーチコンクリートに応力測定計器を埋設し測定を行なったが、応力増加は水平変位置の増加に対応して増加することが判明し、掘削完了に伴ない、ほぼ収斂する傾向となっている。その応力をもみると、コンクリートで60~150%の圧縮応力が生じ鉄筋において約500~1,700 $\frac{kg}{cm^2}$ で先に有限要素法で変位置を与えて計算した値にかなり一致した結果が得られた。

4. ま す び

近年開発している揚水発電所は一地点の規模増大により、地下発電所の大きさも比例して大型化し、当社の例をみても喜槇山発電所に比べて奥多々良木発電所は、2倍余りの規模となっている。このように大型化してゆく過程において、構造物の安全性とともに施工上の問題は常に提起されてくるものであるが、当社は、喜槇山地下発電所の建設を機として、地下空洞の変形挙動について現地実測を行なっている。今回ここに提示した計算値はすべて、電力中央研究所技術研究所に委託して解析した結果で、奥多々良木地点においてはかなり一致した結果をみることができ、岩盤の変形挙動がある程度同じような傾向にあることも判明した。今後さらに計測値が整理されるに伴って岩盤の挙動がより明瞭になり、空洞の設計ならびに施工方法が確立されることを期待している。

本稿をまとめるに当って、電力中央研究所技術研究所の御協力を得ましたことを厚く感謝する次第であります。

以上

The Method of Deformation-measurement
and the Results for Underground Power Station

Tatsuo Nishigori

The Kansai Electric Power Company, Inc.

To cope with a great demand for electric power in recent years, it has been absolutely necessary to build large-scale pumping-up power stations. At The Kansai Electric Power Company, Kisenyama Power Station (power: 233,000 kW at 2 units = 466,000 kW) was completed in 1970. Soon after, Okutataragi Power Station (power: 303,000 kW at 4 units = 1,212,000 kW) was projected and is being constructed.

Since these power stations need to found on voluminous pump water-wheels by the fact that the development is run on an extensive scale, the underground opening for the water-wheel plans to be spacious such as 25.65 m in width, 44.00 m in height and 60.40 m in length (total space volume 68,000 m²) for Kisenyama Station, and 24.90 m, 43.90 m and 133.40 m (space volume 146,000 m³) for Okutataragi Station.

In regard to excavation for such a station, the arch-portion of opening, being excavated, is placed in concrete to begin with and then the concrete flows alternately down in the side-walls. On these processes the side-walls are protruded inwards, due to release of rock initial-stress and loosening ground that occurs soon after blasting along the vicinity of side-walls.

So consequent as to meet the requirements of rational methods to design and of construction operation to perform safely (for the station), the physical properties of rock could be determined through the explorations such as the measurements of rock initial-stress and elastic moduli, shear-testing and the physical properties of boring's core, in accordance with the elaborate geological survey at the site of the stations.

Presented here is an attempt to predict the deformation behaviour and loosening portion of the material immediately surrounding the wide opening in the rock mass during excavation, by means of the analysis "Finite-Element-Method" on the basis of values of the rock properties.

In order to verify the propriety for the application of the analysis, the displacement gauges which the magnitude of rock-deformation is measured, were buried in surrounding rock at the stage of opening excavation finished, and reinforcement strain gauges, strain-and stress-gauges which the concrete stress is measured, were buried in the arch-lining of the opening. Those gauges brought to the data during and after the construction.

According to the comparative studies between calculated-and measured-values for those two stations, (up-to-date), the results are as follows:

for relative displacement to horizontal direction,

in Kisenyama, the calculated values are predicted to be 2 - 19 mm and instead 10.0 - 44.8 mm were measured and, which the measured show larger than that of the calculated. The author presumes that those discrepancies depend upon the rock quality being poor in condition as mutual laminations amongsandy-argillite, chart, slate, etc. Especially, the largest measured seems to hit in the poorest.

in Okutataragi, the calculated was 10 - 19 mm for the measured 11.3 - 13.4 mm which shows as fairly good correspondings, and

for the concrete stresses in arch-lining, in both stations, the calculated are in agreement with the measured.

Judging from those results, the analysis due to "Finite-Element-Method" shows to be applicable for the prediction of the deformation of opening-perimeter with accuracy. And the variations of relative displacement in horizontal, of the perimeter with respect to time represents that 80 - 90 % of ultimate displacement reaches at the duration between the start and the end of the excavation, and 10 - 20 % occurs at the stage of the side wall lining is finished. The former should be taken precaution against the manners on excavation and latter, account of the displacement to be designed.

Herein, the calculated-and the measured- values are correspondingly presented with respect to the methods and to the results of measurement in the open perimeter in Kisenyama and in Okutataragi Stations.