

(56) 空洞周辺岩盤の応力測定とこれに基づく 支保補強基準の設定について

東京電力株式会社 御牧陽一
○I 藤 奎 吾

1. ま え が き

大規模地下空洞の掘削にあたっては、変形・応力・緩み領域等を常時監視し、挙動に応じて適宜支保補強を実施することにより、空洞の安定確保を図っていく必要がある。

今市地下発電所(栃木県北部山向部に建設中の出力10.5万KWの揚水発電所)では、地地質に比し高い初期地圧(100kg/cm²)を考慮して応力集中の少ない断面を我国で初めて採用したこと、従来にもまして岩盤の挙動観測に重点を置き、900測点にあらかじめ埋設計器を設置して迅速に施工へフィードバックできる体制を整え、H=51m・B=33.5m・L=160m・V=20万m³の規模をとつ空洞の掘削を約2年半を費やして完成させた。

本レポートは、空洞掘削に伴う壁面岩盤の応力の再配分状況を、ボーリング孔を利用した孔底歪法により測定し、これに基づき設定した支保の補強基準を紹介するものである。

2. 岩 盤 内 応 力 測 定

2.1. 測定原理ならびに方法

岩盤応力測定法には各種の方法が提案されているが、ここでは応力解放法の一つである孔底歪法を用いて測定を実施した。

すなわち、測定位置までボーリング(φ76mm)を実施したのちボアホール底面を十分研磨して、3~8成分ロゼット型歪ゲージを貼付し、しかる後φ146mmの大口径でオーバーコアリングすることにより解放歪を求めらるものである。

一般に岩盤内の3次元応力 $\{\sigma\}$ は、X・Y・Zの直交座標系を考えた場合 $\{\sigma\} = \{\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z, \tau_{yz}, \tau_{zx}, \tau_{xy}\}$ で表わされる。岩盤を均質等方性完全弾性体と仮定し、測定によって得られる底面の解放歪を $\{\epsilon\} = \{\epsilon_A, \epsilon_B, \dots, \epsilon_G, \epsilon_H\}$ とすると $\{\epsilon\} = 1/E(M)\{\sigma\}$ なる観測方程式が成立する。ここでEは弾性係数、(M)は歪ゲージの位置と方向および岩石のポアソン比によって定まる歪感度係数である。上記観測方程式を正規化して、次のような岩盤内の応力状態を定めることができる。

$$\{\sigma\} = E((M)^T(M)^{-1}(M)^T) \cdot \{\epsilon\}$$

孔底歪法における測定手順は図-1に示すとおりである。

なお、岩盤の弾性係数・ポアソン比については、歪測定時に採取したボーリングコアを整形し、岩石試験を実施して求めた。

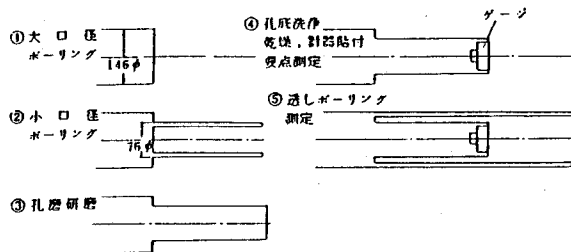


図-1 岩盤応力測定方法

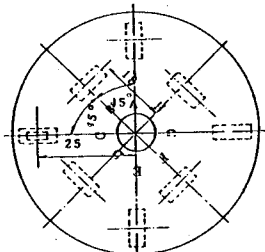


図-2 8素子歪みゲージ

2.2. 測定位置

岩盤内応力の測定位置は、空洞長軸160mのほぼ中央断面にあたるD断面の天井アーチ部で、1孔あたり7～8ヶ所に測点を設けるとともに、測定深度は最大で岩盤内11mまで実施した。(図-3)

測定を実施した時々の空洞の掘削は、全高51mのうち天端から約31m盤下げを終了した段階であり、空洞周辺岩盤内応力は、掘削に伴う初期地圧の再配分が既に行なわれている。因に当地奥の初期地圧は、掘削開始前にオーバーコアリング法により測定されており、当該断面では $\sigma_v = 9.9 \text{ kg/cm}^2$ 、 $\sigma_H = 8.3 \text{ kg/cm}^2$ と約100%の静水圧場に相当しているものと推定された。

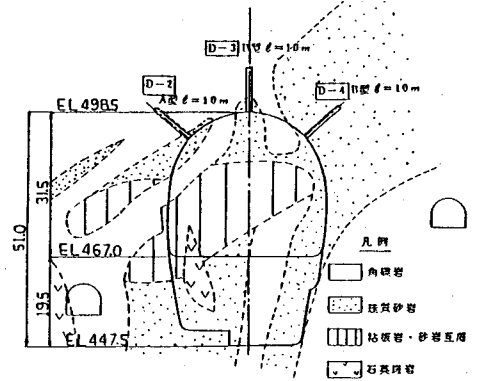


図-3 測定位置

2.3. 測定結果

孔底面内の実測応力は、図-4に示すとおりである。

図-5には上記で得られた孔底面内主応力を空洞横断面接線方向応力 σ_θ に変換してプロットしたものである。なお法線方向応力は後述する測定精度を考慮して実測によらず、得られた σ_θ から計算により求めた値である。

これによると、各孔の応力状況は以下のように解釈される。

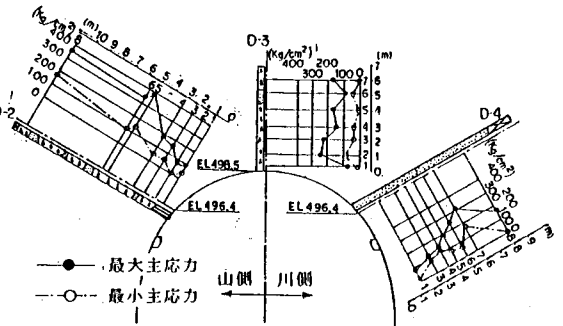


図-4 孔底面内実測応力分布

(1) D-2孔(山側アーチ肩部)

再配分により一軸化した接線方向応力が、岩盤内4.5m付近に存在すると認むことができ、岩盤表面から4.5mは塑性化し緩んでいるものと考えられる。弾塑性境界面での接線方向応力が 230 kg/cm^2 程度であり、掘削前の初期地圧 100 kg/cm^2 に対して約2倍に相当し、理論解とはほぼ一致した値を示す。壁面近傍での実測値は 70 kg/cm^2 を示していることから掘削により破砕域が著しい領域ではあるが、なお岩盤にはこの程度の残留応力が存在していることを示している。

(2) D-3孔(天井アーチ天端)

弾塑性境界面は、岩盤壁面から約2mと推定される。境界での応力も 230 kg/cm^2 でD-2孔と同じ傾向を示している。

(3) D-4孔(川側アーチ肩部)

弾塑性境界面は岩盤壁面から4m付近にあり、境界での接線方向応力は $160 \sim 180 \text{ kg/cm}^2$ を示し、山側に比し若干小さい値を示す。また壁面近傍での残留応力も山側に比し小さいことが特徴である。

以上の測定結果を総合すると、データーのばらつきはあるが、弾塑性境界面における接線方向応力はいずれも 200 kg/cm^2 前後の応力を示しながら断面に対し一軸化していて、初期地圧の2倍程度の応力を示す。

弾塑性境界は壁面から2～5mを示し、再配分応力にもとづくグランドアーチを形成している。これは他の計測結果(変位計・BTV亀裂調査等)とも合致しており、掘削に伴う再配分応力が壁面近傍の塑性領域の残留強度とバランスを保ちながら背面の弾性領域へスムーズに伝達されて、空洞の安定状態を保っていることをものがたっている。

なお、当初三次元主応力を測定する目的でスタートしたが、孔軸方向歪の測定精度が孔全方向に比し若干劣るため、孔底面内の二次元主応力しか求めることができなかった。現時点においてはボーリング孔底を平面ではなく球状に改良した球状孔底多軸歪法が熊本大学菅原博士により提唱されており、これにより上記欠点は是正されるものと思われる。

3. 空洞の支保補強

孔底歪法による岩盤内応力測定は、空洞全高5.1mのうち3.1m盤下げした時点で天井アーチ山側肩部(D-2孔付近)の吹付コンクリートにクラックが発生したため、その調査の一環としてなされたものである。

その原因についての詳述は省くが、現位置での研削・BTVによる亀裂調査ならびに応力測定結果から、クラックは吹付コンクリートと背面岩盤との分離に起因するシェルバックリングにより生じたものと推定され、背面岩盤自体は壁面近傍の緩んでいる岩盤の残留強度とバランスを保つ応力状況を示した。

しかしながら、空洞はさらに2.0mの盤下げ掘削を残しているため、クラック発生箇所の補強も含めて以下に示す基準を設定して支保の補強を実施した。

3.1. 支保補強基準

分府地下発電所における支保補強工の標準パターンは表-1に示すとおりであり、地質に対応して適宜増支保工を施している。支保設計にあたっては、ロックボルト工・PS工を主体とする壁面導入力に掘削に伴う緩みの進展を阻止するというNATMの考え方を基本としているため、支保の補強基準設定についても、増分導入力による空洞の安定性向上として評価することとした。すなわち、

(1) 前述したように応力測定結果から、空洞の安定は現状では維持されていることが判明している。

(2) 残りの盤下げ掘削により掘削方向応力は現状に比し約10%程度増加することがFEM計算で明らかになっており、このため緩み領域が進展する可能性がある。

(3) これに対し壁面から僅かな内圧 ΔP を追加することにより、緩みを現状ないしは若干進展した状態で

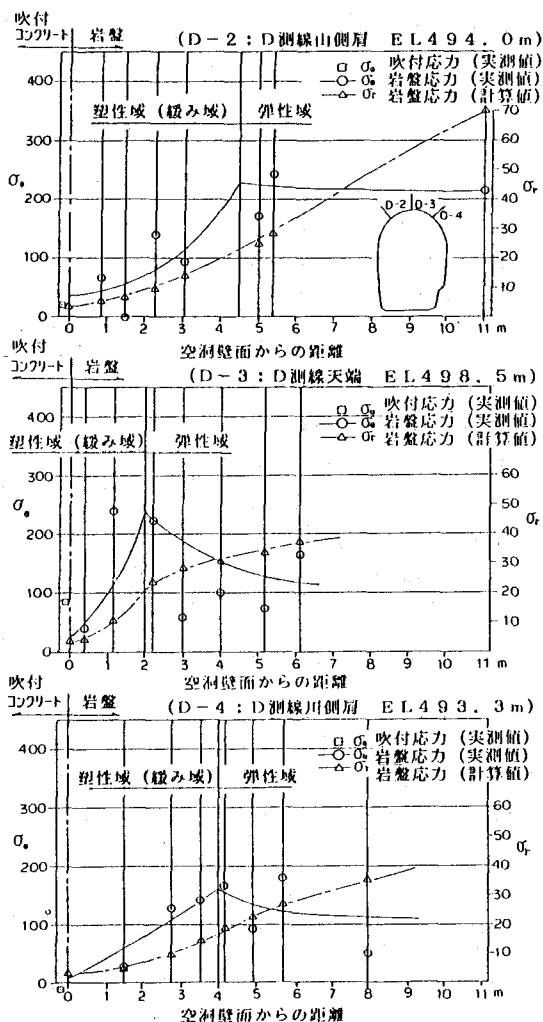


図-5 岩盤内応力 (σ_θ , σ_r)

表-1 支保補強工の仕様

ロックアンカーの仕様

	長さ (m)	仕 様		引 張 強 度 (P _u)		降 伏 強 度 (P _y)		設計張設間隔	配 置	
		種 類	径および 本数	応力度 (kg/cm ²)	荷 重 (ton)	応力度 (kg/cm ²)	荷 重 (ton)		アーチ	間 隔
P S 工	15	19本より	φ17.8 4本	190	33.5×4	160	33.6×4	0.7・P _y ×本数 24t/本×4本 =96t	ato 4.0m× 2.0m	ato 4.0m× 2.5m
	10	19本より	φ17.8 4本	190	33.5×4	160	33.6×4	0.7・P _y ×本数 24t/本×4本 =96t	——	ato 4.0m× 2.5m
R I B 工	5	φ20		60	21.1	40	17.6	5t	ato 2.0m× 1.0m	ato 2.0m× 1.25m

吹付けコンクリートの配合

	C (kg/m ³)	G _m max (mm)	W/C (%)	S ₁ (%)	急乾剤 (%) (水比/セメント比)	スチールファイバー	
						寸 法 (mm)	投入率 (kg/m ³)
ブレン	350	15	50	70	5		
SFRC	350	15	50	70	5	0.5×0.5×30	1

現状の安定状態を保つことになる。追加内圧 ΔP_i は弾塑性論から以下のようにして求めることができる。

塑性領域内の応力は、モールの破壊基準と均谷条件から次式で表わされる。

$$\sigma_r = (r/R)^{5-1} (P_i + \sigma_{gd}/(5-1)) - \sigma_{gd}/(5-1) \quad (1)$$

$$\sigma_\theta = 5\sigma_r + \sigma_{gd} \quad (2) \quad \text{ここに } 5 = (1 + \sin\varphi)/(1 - \sin\varphi), \sigma_{gd} = 2C \cdot \cos\varphi/(1 - \sin\varphi)$$

R : 空洞内径, P_i : 支保工による壁面導入力, σ_r : 法線方向応力, σ_θ : 接線方向応力

ここで簡略化するため $C=0$ と仮定すると(2)式は以下のように変形され、増分 $\Delta\sigma_\theta$ に對し必要となる追加内圧 ΔP_i は次式で表わされる。

$$\Delta P_i = \Delta\sigma_\theta / (5 \cdot (r/R)^{5-1}) \quad (3)$$

表-2に応力測定結果から

表-2 支保補強基準

求めた弾塑性境界ならびに塑性域の物性を用いて計算した結果を示すが、これによる現状の安定断面がその後の盤下げ掘削に伴う再配分応力によって弾塑性境界の進展を阻止する必要な追加内圧 ΔP_i は $2 \sim 4$ t/m²程度となり、支保工の長さも壁面から6~7 m程度あれば十分であるとの

	計 算 値	実 測 値 及 び 計 算 結 果				弾塑性境界での応力状態
		断面 目	山側 アーチ部	天 端	川側 アーチ部	
掘み域内強度特性	$\sigma_\theta = \epsilon \cdot \sigma_r / (1 + \sin\varphi)$ $\epsilon = 1 - \sin\varphi$ φ : 実験値から推定	φ (度)	54	60	52	
掘み域	実験値から推定	$r_0 - R$ (m)	4.5	2.0	4.0	
弾塑性境界での	$\sigma_{rc} = P/(rc/R)^{5-1}$	σ_{rc} (kg/cm ²)	24.5	15.8	18.1	
応力	$\sigma_\theta = P/(rc/R)^{5-1} \cdot \epsilon$	σ_θ (kg/cm ²)	232	220	153	
盤下げに伴う応力	$\Delta\sigma_\theta = \sigma_\theta - \sigma_{rc}$ Δ : 増分米 --FEM 予設計算から推定	$\Delta\sigma$ (kg/cm ²)	23.2 (105増)	11.0 (55増)	10.7 (78増)	
増分						
応力増分に抵抗する	σ_θ	P_i (kg/cm ²)	0.30	0.17	0.24	
ための内圧増分	$P_i = \epsilon \cdot (rc/R)^{5-1}$					

解が得られた。この結果をもとにクラック発生 の当該箇所では安全を見込んでPS工ならびにロックボルトの増し打ちをそれぞれ1本/8m²・1本/mを実施し、補強後の内圧をそれまでの1.5 t/m²に對し2.9 t/m²とした。

3.2. 支保補強結果

図-6にクラック発生箇所を設置されている岩盤変位計の至時変化を示す。これによる支保を補強した後の盤下げ掘削に對しても変形の増分がほとんどなく安定しており、補強効果が十分発揮されたものと判断される。その他の断面についても適宜支保補強したため、盤下げに伴う新現なクラックは発生せず、掘削終了とともに変形も収束した。

4. お 暇

孔底歪法による応力測定は簡便かつ迅速にデータが得られ岩盤内応力分布状況の把握に有効であったが、孔軸方向の歪精度が孔至方向に比し劣るため三次元主応力状況の把握には致らなかった。今後は球状孔底歪歪測定法等の改良案により、上記欠点を補正していくことが必要と思われる。

支保補強については増分内圧を追加するという考え方で実施したが、その後の変形挙動の実測から判断すると一応の効果をあげることができた。ただし、吹付コンクリートにクラックが発生したことを反省すると、支保の組合が十分でなかったことが挙げられ、今後はこれらが一体化できる設計施工を考える必要がある。

なお、岩盤内応力測定にあたっては熊本大学菅原先生に適切な指導をいただき、深く感謝の意を表します。

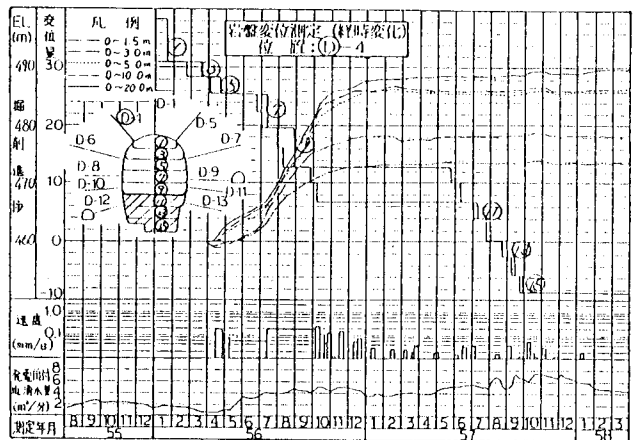


図-6 変形挙動計測結果

(56) MEASUREMENTS OF ROCK STRESS AND THE DESIGN
CRITERIA OF ADDITIONAL SUPPORTING SYSTEM
AT THE CAVERN OPENING

Y ou i c h i M I M A K I
K e i g o K U D O H

SUMMARY

In order to ensure the stability at the cavern opening, the redistribution of bed rock stress was measured by the in-situ stress relief method using single bore hole at the Imaichi underground power cavern.

Furthermore, based on the above-described measurements, the additional supporting system corresponding to the subsequent opening stage was determined.

The results are briefly mentioned below.

- (1) The plasto-elastic boundary caused by the cavern opening was existed at the 2 ~5 m depth from the surface of side wall and the bed rock stress was smoothly redistributed from the plastic zone to the elastic zone.
 - (2) Additional input stress ΔP_i , necessary to prevent the further progress of relaxed zone, was determined on the basis of the results of measurements.
- As the results of the additional supporting corresponding to ΔP_i , the behavior of the cavern was stabilized.

Judging from this fact, the additional supporting was adequate to ensure the cavern stability at the subsequent opening.