

地下空洞の設計と計測結果について

吉岡尚也 藤原紀夫
五島博己 米林隆
(阿木川工事事務所) (阿木川工事事務所)
玉井昭雄 村井喜一
(本社 技術本部) (本社 技術本部)
(土木技術第一部) (土木技術第一部)

Design and Measurement Results of Underground Opening

Hisaya Yoshioka Toshio Fujiwara
Hiromi Goshima Takashi Yonebayashi
Akio Tamai Kiichi Murai

Abstract

The cavern for the valve room in the Agigawa Dam construction project has dimensions of height of 17 m, width of 16.4 m, and depth of 25.9 m. The cavern is featured by a streamlined shape with support provided mainly with shotcrete and rock bolts, and by the fact that it was constructed watching the behavior of the rock mass by measurements.

This paper describes the support design and study of stability during excavation by FEM, and the results of measurements of the behavior of the rock mass around the cavern due to excavation.

概要

阿木川ダム建設工事におけるバルブ室の空洞は、高さ17m、幅16.4m、奥行き25.9mの大きさを有している。空洞の形状が流線型をしていることと空洞が吹付コンクリートとロックボルトを主体にして支保され、しかも計測により岩盤挙動を監視しながら施工されたことが特徴である。

本報は、FEMによる力学解析によって空洞掘削時の支保設計と安定性を検討するとともに掘削時における岩盤挙動の計測結果について述べている。

1. はじめに

阿木川ダム建設工事におけるバルブ室は、仮排水路2号トンネルの一部を拡幅して設けられた地下空洞で、ダム完成後は利水放流用のバルブ操作室として使用される計画になっている(図-1参照)。

通常のトンネル断面より大きい空洞断面が開孔される場合には、事前にFEM等による力学解析を行なって、空洞の安定性を検討するのが一般的である。ところで、岩盤と支保工とを一体の構造物として取り扱うことが可能なFEMで空洞の支保設計を行なう場合、この方法は許容応力法によっているため、単に鉛直圧を設計外力にするのではなく、岩盤が有している一次地圧を設計外力にするのが望ましい。そのため、筆者らは設計外力としての一次地圧を応力解放法¹⁾によって求めることとし

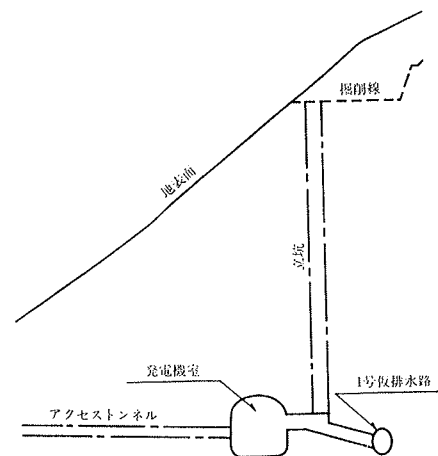


図-1 バルブ室の位置

た。併せて、力学的解析を行なう時に必要となる入力定数を求めるために、ボーリング孔を利用した孔内変形試

験も実施した。

また、ここに設けられる地下空洞は周辺岩盤のもつ支持力帯を利用する目的で、吹付コンクリートとロックボルトを主体とした柔なものになっているため、空洞掘削時には設計・施工の安全性を計測によって確認しなければならない。現場で行なった計測は内空変位測定、地中変位測定、ロックボルト軸力測定、覆工応力測定である。そして、実際に施工を進めていく時は、限界ひずみ²⁾を導入して、これを施工管理の目安とした。この施工管理の目安としての限界ひずみを越えているか否かは、岩盤変位測定から得られる変位をひずみに換算することによって判定できる。

2. 地質状況

バルブ室の地質は、濃飛流紋岩と花崗斑岩とで構成されているが、濃飛流紋岩の下部に花崗斑岩が滑り込むような形で存在している。いずれの岩もそれ自体は堅硬でしかも新鮮であるが、節理の発達が見られる。この節理の走向は N60W~N80W で、傾斜角は40°SE~80°SE のものが卓越している。そして、節理面には青灰色~緑灰色の粘土を介在している。なお、菊地ら³⁾の岩盤分類によると濃飛流紋岩は C_H~C_M 級に、一方花崗斑岩は C_H 級に属している。

3. 岩盤試験

バルブ室の空洞支保工を FEM によって設計するために必要な岩盤の物性値を把握する目的で、すでに施工済みの2号仮排水路トンネルを利用して岩盤試験を実施した。岩盤試験を行なった位置を図-2に示す。

3.1. 地圧の測定

測定は応力解放法によった¹⁾。すなわち、小口径のボーリング孔底に8素子ゲージを取付け、この状態を測定の基準とする。つぎに、孔軸を同じくした大口径のボーリングをその上から行ない、ゲージを取り付けた部分の岩盤を周囲から切り離して応力を解放する。そして、このとき求められたひずみ変化値と岩石試験より得られた弾性定数から、逆に解放された応力値、すなわち地圧を求めるのが応力解放法である。

地圧の測定結果を主応力に換算し、これをステレオネットで表わすと図-3のようになる。そして、バルブ室軸に直交する面内でのみかけの主応力は図-4のようになる。図-4に示された主応力の大きさと方向は、地形的状態を反映した結果となっている。

3.2. 孔内変形試験

ボーリング孔を利用した孔内変形試験は、KKT⁴⁾を用いて行なった。岩盤の変形係数を求めることが目的で

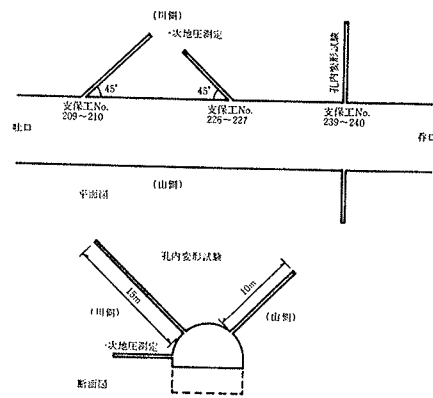


図-2 岩盤試験用のボーリング孔

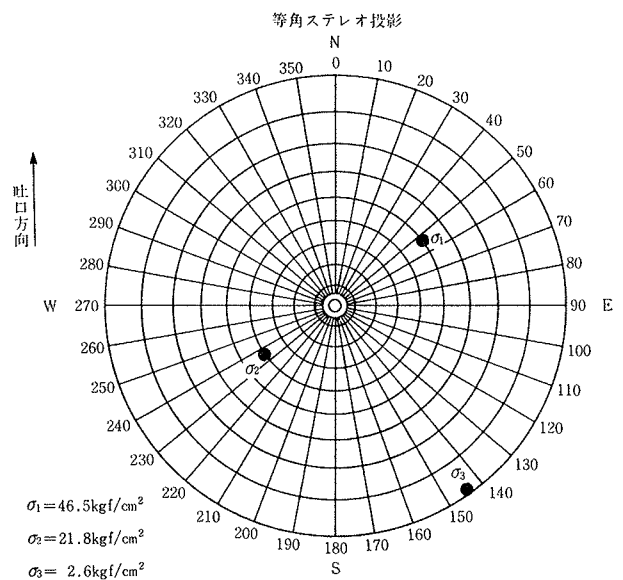


図-3 主応力の大きさと方向

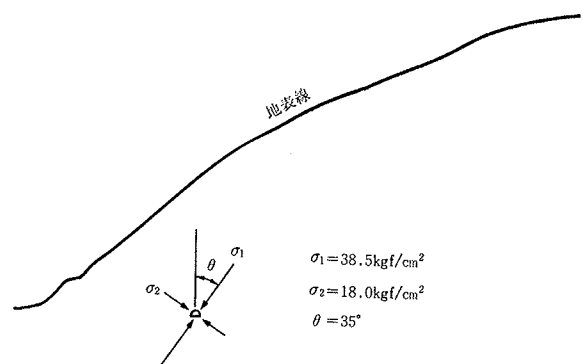


図-4 トンネル軸に直交する面内での主応力

あるので、载荷パターンは段階载荷による単調増加方式とした。孔内変形試験によって求められた40~100 kgf/cm²の応力範囲における岩盤の変形係数は8.0×10⁴~1.5×10⁵ kgf/cm²である。

4. FEM による力学解析

吹付コンクリートとロックボルトによる空洞の支保設

計は、FEM 弾塑性解析で実施した。ただし、解析は2次元平面ひずみ問題として、バルブ室横断面で行なう。そして、ここでは地圧を測定することによって、図-4に示されているような主応力の大きさと方向が求められているので、これを考慮するために空洞を傾けて解析することとした。解析に用いた入力定数を表-1に示す。

4.1. 支保の設計

図-5は無支保の場合に生じるゆるみ域を示したものである。ゆるみ域はアーチ左肩部と右側壁下部に発達し、3m深部にまで及んでいるところもある。

図-5のゆるみ域を参照して、ロックボルトの長さをつぎのように決める。すなわち、アーチ部には4m、側壁部には6m、そして側壁下部には4mのものを打設することとする。一方、打設ピッチは、過去の施工例を参

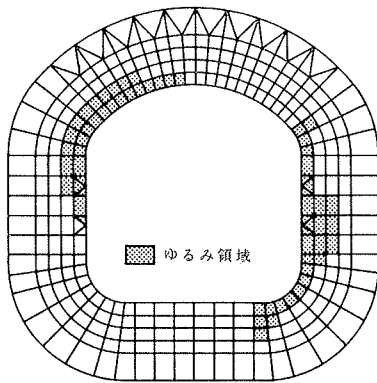


図-5 無支保におけるゆるみ域

照して1.5m×1.5mとする⁵⁾。一方、吹付コンクリートの厚さについては、先述のパターンボルティングについて、吹付厚さが10cmの場合と20cmの場合の2ケースを解析した。いずれのケースも支保部材に発生する応力は許容応力以下になっているが、吹付厚さを20cmにした方が10cm厚さに比較して2割程度余裕をもった支保構造となる。それゆえ、吹付コンクリートの吹付厚さは20cmとする。

4.2. 掘削終了時における主な解析結果

4.2.1. 壁面変位 天端で10mmの沈下を、右側壁部で7mmの押し出しを生じる。

4.2.2. ゆるみ域 アーチ左肩部分に1m、右側壁部に1~2mのゆるみ域が生じる。

4.2.3. 吹付コンクリート応力 アーチ左肩部と底部右隅部は応力が集中し、最大165kgf/cm²の応力を生じることもある。一方、右側壁部の一部には引張応力を生じる。

4.2.4. ロックボルト軸力 アーチ部と右側壁上部にかけて打設されたロックボルトに生じる最大軸力は4t前後のものが多。

5. 空洞掘削時の周辺岩盤の実測結果と解析結果

空洞掘削時には施工管理を目的として、現場計測を行なった。その結果と解析結果との検討を以下で行なう。

5.1. 掘削工程と埋設計器の位置

図-6に掘削工程と埋設計器の位置を示す。空洞の掘削は、まず図-1に示されている1号トンネルからバルブ室のアーチ天端部へ連絡通路を取付ける。そして、頂設導坑を貫通させた後アーチ部の切掘を行なう。その後、本体を掘り下げる。

施工を管理していく上での現場計測は、適宜計器を埋設して計測を行なうものとする。埋設計器の種類としては、以下の四つである。

- (1) 岩盤変位測定用エクステンメータ
- (2) 内室変位測定用コンバージェンスメータ
- (3) ロックボルト軸力測定用メカニカルアンカー
- (4) 吹付コンクリート応力測定用プレッシャーセル

5.2. 施工管理の目安

計測結果を施工に反映させるためには、施工の初期の段階から何らかの管理基準を設けておくことが重要であろう。したがって、ここでは限界ひずみ²⁾を施工管理の目安とした。この限界ひずみ ϵ_{0s} は

$$\epsilon_{0s} = \sigma_{cs} / E_s$$

物 性 値		入 力 値
初地期圧	最大主応力 σ_1	38.5kgf/cm ²
	最小主応力 σ_2	18.0kgf/cm ²
岩盤の力学的性質	変形係数 D	8×10^4 kgf/cm ²
	粘着力 C	20kgf/cm ²
	内部摩擦角 ϕ	50度
	ポアソン比 ν	0.23
	単位体積重量 γ	2.65g/cm ³
吹付コンクリート	弾性係数 E	2.0×10^5 kgf/cm ²
	ポアソン比 ν	0.20
ロックボルト	弾性係数 E	2.1×10^6 kgf/cm ²
	断面積 A	4.52cm ²
	降伏応力 σ_y	2400kgf/cm ²
	降伏後の弾性係数 E_t	2.1×10^4 kgf/cm ²

表-1 入力定数

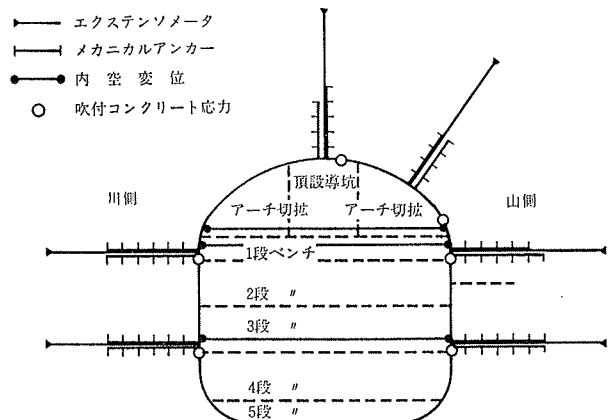


図-6 埋設計器の位置と掘削工程

によって求めることができる。式中の σ_{cs} と E_s はそれぞれ一軸状態における岩盤強度，変形係数を意味してい

る。さらに， σ_{cs} は強度定数としての粘着力 C_s と内部マサツ角 ϕ_s を用いて

$$\sigma_{cs} = 2C_s \cdot \cos \phi_s / (2 - \sin \phi_s)$$

より求められる。

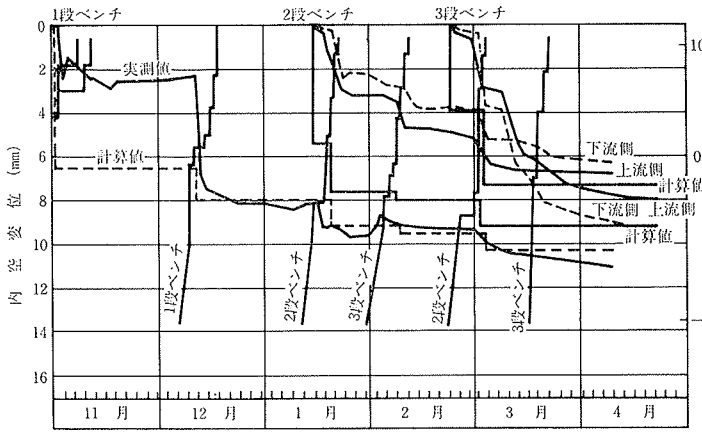


図-7 実測と解析による内空変位

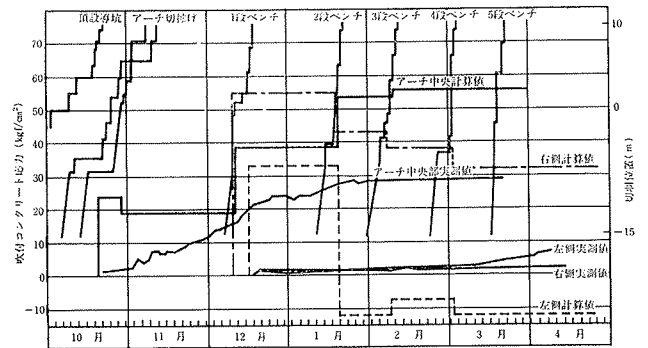


図-10 実測と解析による吹付けコンクリート応力

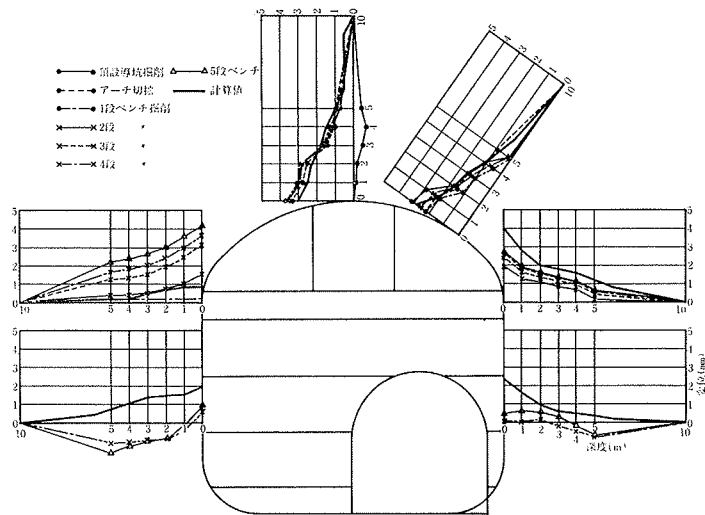


図-8 実測と解析による岩盤変位分布

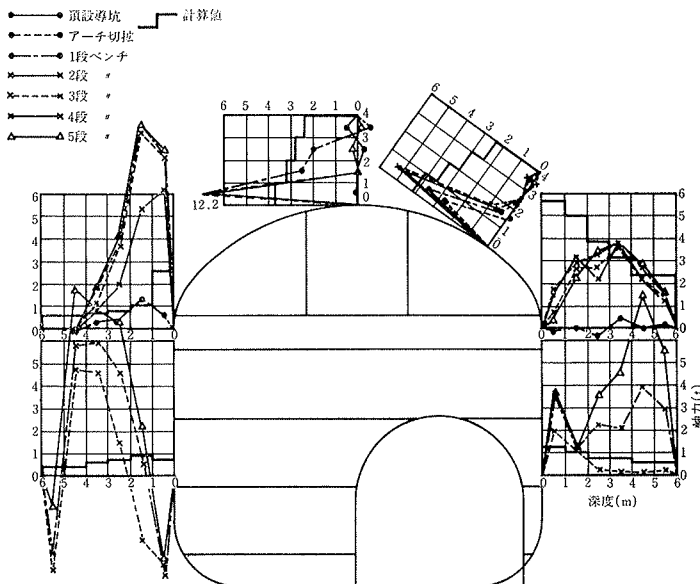


図-9 実測と解析によるロックボルトの軸力分布

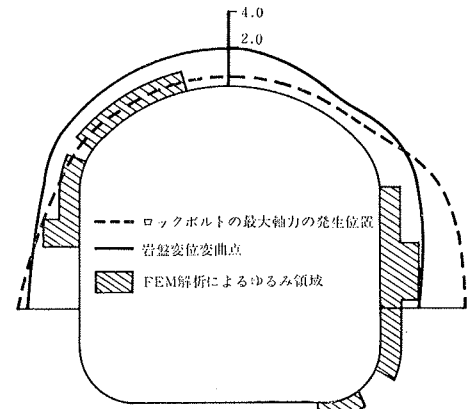


図-11 空洞ゆるみ域

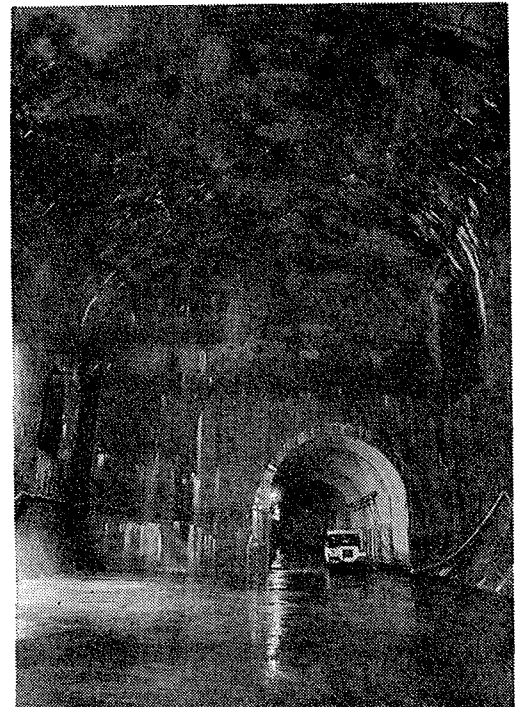


写真-1 バルブ室全景

したがって、表一1に示した入力定数を用いて、施工を管理する目安としての限界ひずみ ϵ_{0s} を求めてみると、 $\epsilon_{0s} \approx 0.14\%$ となる。それゆえ、岩盤変位を計測することによって算出されるひずみが、限界ひずみを越えた場合には、ただちに増しボルトで支保の補強を行なうものとする。

5.3. 内空変位について

図一7はアーチ、1段ベンチおよび3段ベンチで測られた内空変位の経時変化と解析値を示したものである。各測点における実測値と解析値との間にはよい一致がみられる。なお、同図には各測点と切羽との位置関係も示されている。実測された内空変位は、空洞切拡げの切羽位置にもっとも支配されているのがわかる。

5.4. 岩盤変位について

図一8は各測点で測定された施工過程ごとの岩盤変位の分布と掘削終了時の解析による岩盤変位とを描いたものである。変位が計測されれば、ひずみはただちに求められるので、施工を管理する目安としての限界ひずみを越えているかどうかの判定は簡単である。図一8において、アーチの切拡げが完了したときに、実測変位からえられるひずみは、天端では2mと3mの間で0.11%、肩部では1mと2mの間で0.1%になっている。限界ひずみ0.14%に対して、算出されたひずみは3~4割の余裕を残しているが、ベンチの切下げのことも考えて、当初設定した限界ひずみ0.14%をそのまま施工管理の目安とした。

また、図一8でアーチ部と1段ベンチ山側については、実測値と解析値との間により一致がみられる。一方、1段ベンチの川側では実測値が解析値の4倍の変化を示している。しかしながら、変位側からえられるひずみは限界ひずみを満足している。つぎに3段ベンチで計測された岩盤変位は、図一7に示されている内空変位と比較した場合、値そのものが小さい。これは10m深部の岩盤が動いたためであろう。

図で示していないが、下流妻部では計測開始後まもなく壁面近くが限界ひずみを越えたので、増しボルトを打って対処した。

5.5. ロックボルトの軸力について

各測点におけるロックボルト軸力分布を描いたものが図一9である。同図には解析値も示している。各測点における実測値が解析値よりもかなり大きくなっているのは、打設されたロックボルトに対し、24時間後にインパクトレンチで2~3tの張力を導入したためであろう。

5.6. 吹付コンクリートの応力について

吹付コンクリートに発生する応力の経時変化を図一10に示す。アーチ部の最大応力は28 kgf/cm²であり、これは解析値の50%程度である。一方、1段ベンチでは数 kgf/cm²程度の応力が測定されただけである。そして3段ベンチは測定されなかった。このように応力が測定されにくいのは、測定方法の難かしさもさることながら、測定計器にも問題が残されているためであろう。

6. おわりに

岩盤の調査・試験から得られた物性値を用いて、空洞の支保設計を行ない、計測による施工管理を実施しながら完成した空洞は写真一1のようなものである。そして、図一11には、計測結果から想定されるゆるみ域と解析によるゆるみ域を示している。

ところで、現場計測を行ないながら施工を管理していくために、ここでは限界ひずみを設定して、これを施工管理の目安とした。これはこれとして有意なものであるが、例えば図一8に示されている3段ベンチのような計測結果がえられると安全性の確認に支障をきたす。また、節理の発達した中硬岩においては、計測器を設置している間に多くの変形が進行しているはずであるので、掘削と同時に計測が可能となる変位速度で施工を管理することを検討していきたい。

なお、岩盤の調査・試験と空洞の支保設計を行なうにあたり、現在(株)大林組生駒工事事務所に勤務している天野 悟職員に多大な援助を得た。ここに記して感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 岡 行俊, 他: ボアホール底ひずみ解放法による岩盤応力測定法の改良とその測定結果, 第5回岩の力学国内シンポジウム講演集, (1977. 2), pp. 187~192
- 2) 桜井春輔: トンネル工事における変位計測結果の評価法, 土木学会論文報告集, 第317号, (1982. 1), pp. 93~100
- 3) 菊地宏吉, 他: ダム基礎岩盤の安定性に関する地質工学的総合評価について, 第14回国際ダム会議提出論文, (1982)
- 4) 三木幸蔵, 他: ボアホールジャッキによる岩盤の変形試験, 第11回岩盤力学に関するシンポジウム講演概要, (1978), pp. 31~35
- 5) 例えば日比野 敏, 他: 有峰第三発電所地下空洞掘削時の周辺岩盤の力学的挙動, 電力中央研究所報告, 研究報告381026, (昭和57. 1)