

# 大規模地下空洞支保設計への 数値解析の適用について

工藤奎吾<sup>1</sup>・小山俊博<sup>2</sup>・鈴木康正<sup>3</sup>

<sup>1</sup>正会員 工修 東京電力(株)工務部部長 (〒100 東京都千代田区内幸町1-1-3)

<sup>2</sup>正会員 東京電力(株) 葛野川水力建設所第二工事事務所次長  
(〒409-06 山梨県大月市七保町瀬戸1646)

<sup>3</sup>正会員 東電設計(株)第一土木本部水力開発部課長  
(〒110 東京都台東区東上野3-3-3)

本報告は、既設地点および現在建設中の葛野川発電所における経験に基づき、地下発電所空洞の支保設計への数値解析の適用について考察を加えるものである。空洞の支保工を定量的に定めるには、岩盤モデルの設定も含め、掘削の過程で施工される支保工の効果を適切に反映する解析が必要であり、葛野川発電所では既設地点の計測データを基に、岩盤の破壊後のひずみ軟化特性を考慮した解析を採用することにした。その結果、従来の解析では難しかった支保効果の評価が可能になり、より合理的な支保設計を行うことができた。また空洞周辺岩盤の実挙動と解析結果を照査し、解析の適合性を明らかにした。

*Key Words: under ground power station, analysis of excavation, strain-softening*

## 1. はじめに

著者らは今市(1050MW 昭和63年7月運開)、塩原(900MW 平成6年7月運開)と現在建設中の葛野川発電所(1600MW 平成11年運開予定)の地下空洞の設計に直接携わって来た。これらの断面積が1300㎡を越える大空洞を、高地圧下(5~12MPa)で複雑な地質構造の岩盤中に掘削するに際し、掘削に伴う岩盤挙動を精度良く予測し、空洞の主たる支保工である吹付けコンクリートの厚さやPS工の長さ、配置、導入力等を適切に定めることが如何に難しいか、掘削中の小崩落や変状等の苦い経験から痛感して来ている。

これらの大規模地下空洞の掘削は頂部から底部に向けての逐次多段階掘削であり、工期も20ヶ月程度の長期に及ぶものである。このような掘削過程を踏む空洞の周辺岩盤の挙動予測には、逐次掘削解析として従来よりFEMによる粘弾塑性解析<sup>1)</sup>を適用して来ており、最近はこれとMBC<sup>2)</sup>、EJCM<sup>3)</sup>等の解析を併用することにより補足を行っている。

支保設計や岩盤挙動の管理をより合理的に行うためには、予測解析の精度向上が重要である。このため岩盤モデルの設定も含め、掘削手順、支保工の施

工を忠実に反映した数値解析手法について、現場の計測結果と照合しながら開発を進めて来た。特に高地圧下の空洞においては、岩盤応力が破壊強度に達した後の強度、変形特性の評価が重要となってくる。

空洞周辺岩盤の応力は掘削に伴い壁面近傍では一軸化が進み、岩盤の破壊強度に達した後は強度の低下に見合った応力レベルまで低減し、余剰な応力は背面岩盤に再配分されることが今市、塩原<sup>4)</sup>等の現場応力の測定結果より確認されている。岩石供試体の剛性三軸圧縮試験<sup>5)、6)</sup>によると、破壊強度に達した後、応力-ひずみ曲線はネガティブスロープを描き残留強度に至るひずみ軟化特性を示すことが報告されており、上記地点の同試験でもその特性が認められた。よって岩盤においても同様な現象が生じていたものと評価し、逐次掘削解析へのひずみ軟化特性の導入を行った。

ひずみ軟化を考慮した解析として川本<sup>7)</sup>、本島<sup>8)</sup>らの報告があるが、未だ適用事例が少なく、葛野川で設計時から本格的な適用をはかり、支保工を地質に応じ定量的に設定すると共に、解析の予測値を基にした管理基準を策定した。本報告は既設地点および葛野川地点における設計および挙動評価を通じて、

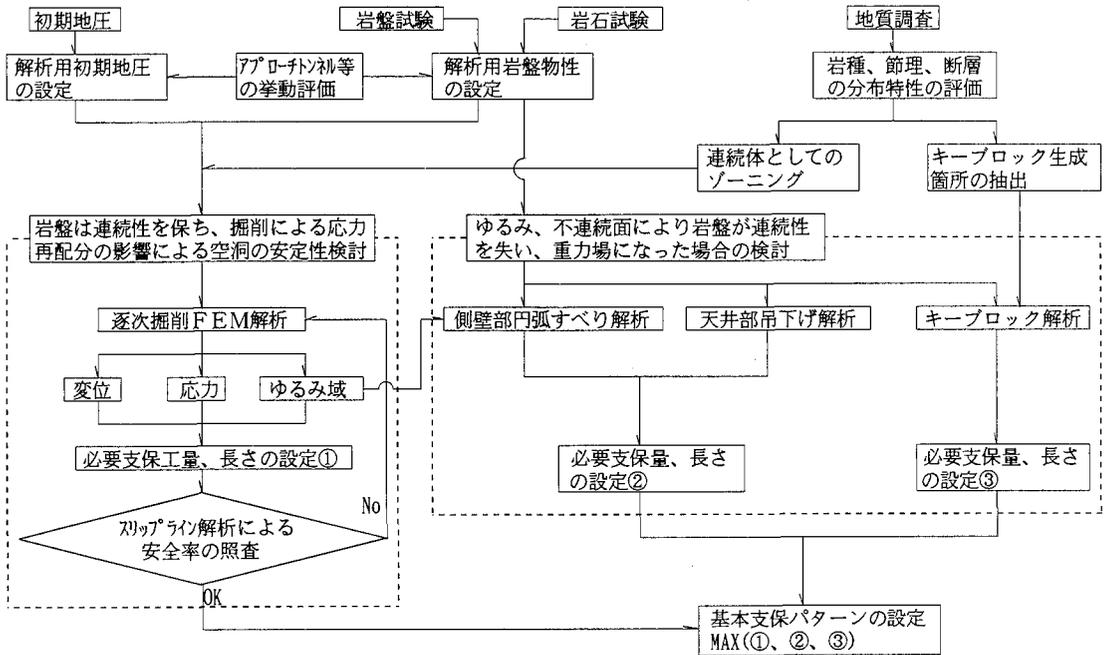


図-1 発電所支保設計フロー

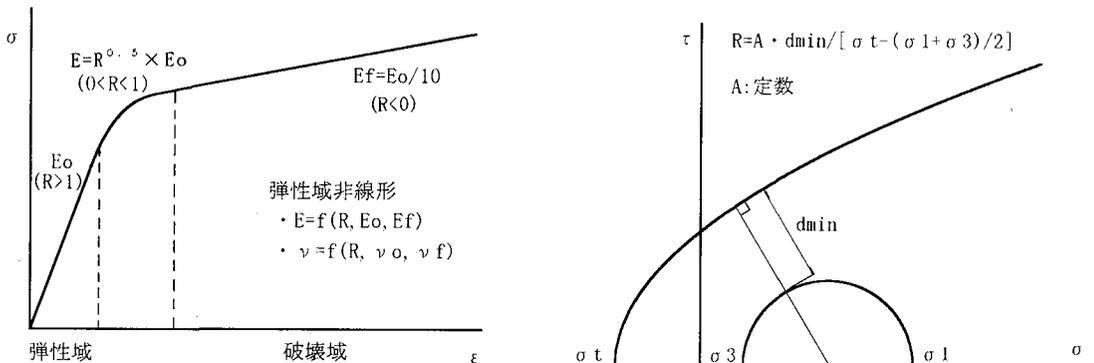


図-2 粘弾塑性解析の応力-ひずみ関係(塩原発電所)

ひずみ軟化を考慮した数値解析適用の実績を述べるものである。

## 2. 支保設計と従来の解析における課題

### (1) 空洞の支保設計

地下発電所の支保設計フローは一般に図-1のようである。即ち設計に先行して地質調査および応力解放法による初期地圧の測定、調査坑における原位置岩盤試験および岩石コアによる室内試験等を行い、岩盤のゾーニング、設計地圧および岩盤物性値を設定する。これらの諸条件に従い各種解析を適用して支保の設計を行うが、この設計は岩盤を連続体とするものと、不連続体とするものに二分される。前者

の設計には逐次掘削FEM解析を、後者の設計には円弧すべり解析、キーブロック解析等の極限平衡法を適用し、最終的な支保は両者の結果を比較し決定する。

以上の流れの中で空洞の安定性を評価する際に中心となるものは逐次掘削FEM解析であり、そこでは岩盤と支保の相互作用を考慮した変形場、応力場の解析が行われる。

### (2) 従来の逐次掘削解析における課題

逐次掘削FEM解析として従来より粘弾塑性解析を用いてきた。この解析は空洞掘削に伴う応力再配分によって発生する地山応力が、岩盤の破壊包絡線に接近する過程において、岩盤の弾性係数やポアソ

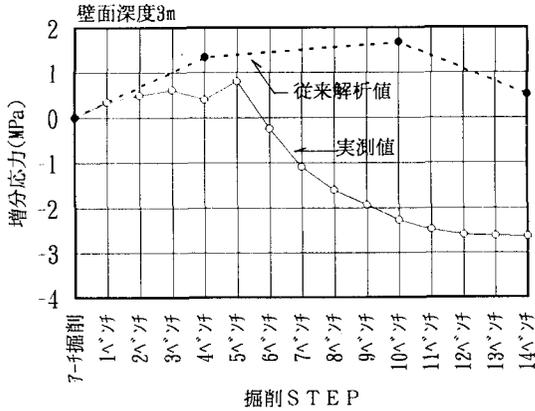


図-3 岩盤応力の経時変化(塩原発電所)

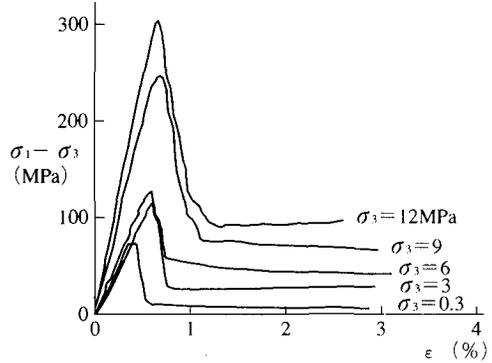


図-4 剛性三軸圧縮試験結果(塩原発電所)

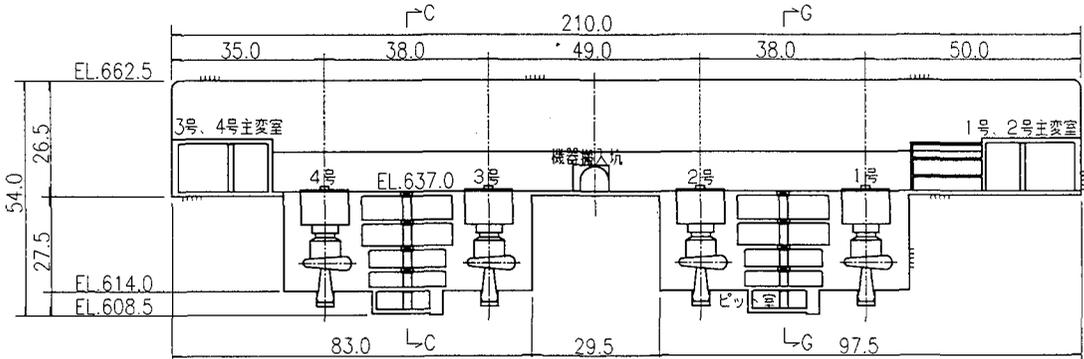
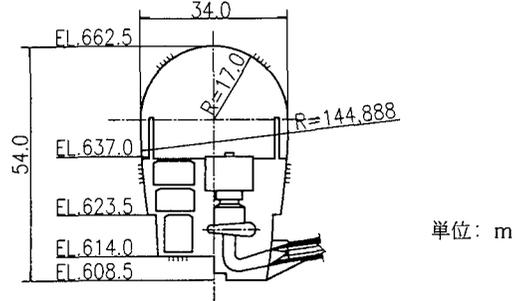


図-5 葛野川発電所の形状



ン比が非線形に変化するのを実験で求め考慮すると共に、岩盤のクリープも考慮して、平面ひずみ状態の応力および変形を求めるものである<sup>9)</sup>。図-2に塩原発電所に適用した当解析の応力-ひずみ関係を示す。

図-3に塩原発電所における空洞側壁中央部での鉛直方向の岩盤応力の変化を示す。計測は振動弦型地圧計で行ったものである。計測によると5ベンチ以降、掘削の進行に伴い岩盤応力が減少しているが、破壊後の岩盤の強度に従った応力の修正を行わない従来の解析では、計測の傾向を十分に評価することができなかった。

当空洞を代表する流紋岩の剛性三軸圧縮試験結果には、図-4に示すひずみ軟化特性が認められ、同様な現象が岩盤にも生じた可能性がある。このような岩盤の挙動を予測するためには、破壊後の強度に従った岩盤の応力再配分を考慮する逐次掘削解析の導入が必要である。また従来の解析では岩盤が破壊した後も高い応力を保ったため、PS工等の支保効果がほとんど解析されなかったが、この改良により、

破壊後の強度に見合った応力まで岩盤応力が低減するため、支保効果を解析で評価しやすくなるものと考えた。

### 3. 葛野川発電所へのひずみ軟化解析の適用

#### (1) 葛野川発電所の概要<sup>10)</sup>

葛野川発電計画は、山梨県塩山市を流れる富士川水系笛吹川の支流日川の最上流部に上部ダムを築き上部調整池とし、大月市を流れる相模川水系葛野川の支流土室川の中流部に下部ダムを築き下部調整池とし、その間を約8kmの水路で結び、有効落差714mを得て、最大使用水量280m<sup>3</sup>/sにて、最大出力1600MWの発電を行うものである。

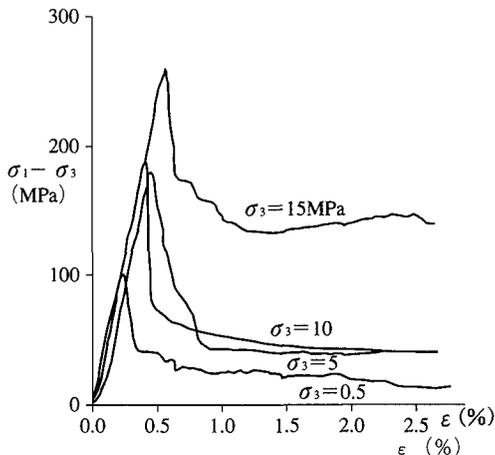


図-6 剛性三軸圧縮試験結果(葛野川)

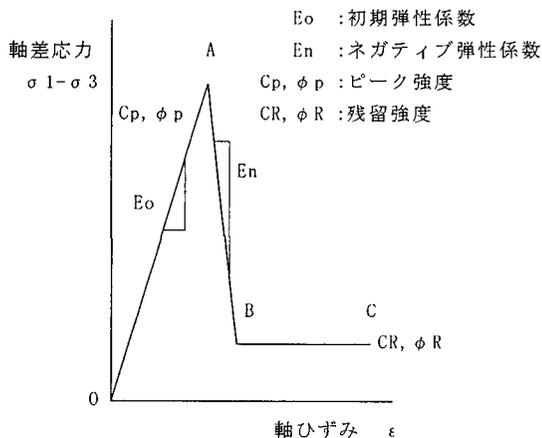


図-7 理想化された応力-ひずみ関係

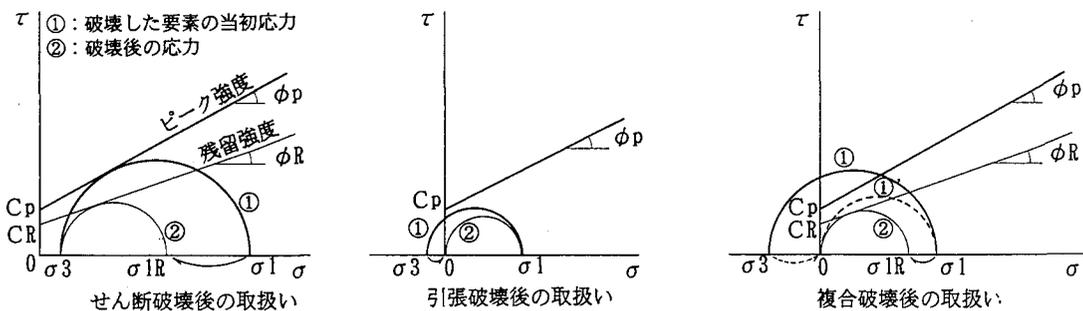


図-8 岩盤の破壊後の応力

発電所の形状を図-5に示す。横断面形状は卵型である。空洞は上、下部ダムのほぼ中間地点、土被り500mの地下深部に、その長軸方向を南北に掘削され、規模は長さ210m、高さ54m、幅34m、総掘削量約250,000m<sup>3</sup>である。

発電所周辺の地質は、中生代白亜紀後期から新生代古第三紀に堆積した「小仏層群」の泥岩と砂岩の混合層からなり、地層、断層および第一卓越節理の走向はほぼ発電所長軸に直交する東西走向、傾斜は北急傾斜である。

当地点の岩盤は風化作用を受けておらず、岩盤としての強度、変形特性の低下域は小断層、節理の密集域に限られていた。よって調査坑での節理密度調査結果に基づき、節理密度15本/m未満の岩盤を地質一般部、15本/m以上の岩盤を地質不良部としてゾーニングした。地質一般部は電中研岩盤等級でC H級に、不良部はC M～C L級に相当し、空洞壁面での出現率は各々70%、30%である。

## (2) 逐次掘削解析へのひずみ軟化特性の導入

葛野川発電所地点で採取したボーリングコアの剛

性三軸圧縮試験によっても、図-6に示すようにひずみ軟化特性が認められた。そこで空洞支保設計に用いる逐次掘削解析へひずみ軟化特性を導入することとし、プログラムの作成を行った。

図-6の応力-ひずみ関係を解析に導入するに当たっては川本らの方法を用いた。この方法では応力-ひずみ関係は次のようにモデル化される。

- ① 応力-ひずみ関係を図-7に示すように理想化する。0-Aが弾性域、A-Bが軟化域、B-Cが流動域となる。
- ② 岩盤はMohr-Coulombの破壊基準に従うものとし、軟化開始点(A)の応力はピーク強度に、流動開始点(B)および流動域は残留強度に従うものとする。
- ③ 岩盤の破壊後の応力経路は最小主応力一定で、ピーク強度から残留強度まで低下させる。岩盤の破壊形態には図-8に示す3タイプが考えられ、引張り破壊、複合破壊した要素についてはNO-TENSION材料として取り扱う。

図-7中の軟化域の弾性係数は、ピーク強度以後のひずみから途中の応力を決定するためのものであり、A点以後の節点力と変位を関係づける剛性は、

表-1 解析用岩盤物性、初期地圧

項目	記号	単位	岩盤一般部		岩盤不良部
			10	5	
弾性係数	破壊前	$E_0$			
	軟化域	$E_n$			$-1.2E_0$
	破壊後	$E_f$			$E_0/10$
ポアソン比	破壊前	$\nu_0$			0.25
	破壊後	$\nu_f$			0.45
クリープ	クリープ率	$\alpha$			10
	遅延係数	$\beta$	1/day		30
ピーク強度	$C_p$	MPa	1.5		0.8
	$\phi_p$	Deg.	58		55
残留強度	$C_R$	MPa			0.5
	$\phi_R$	Deg.			50
初期地圧	$\sigma_x$	MPa			11.3
	$\sigma_y$	MPa			12.5
	$\tau_{xy}$	MPa			0.3
	$\sigma_1$	MPa			12.6
	$\sigma_3$	MPa			11.2

$$\sigma_1 \leq \sigma_1' + \alpha \quad (\text{圧縮を正}) \quad (1)$$

ここに、 $\sigma_1$ は解析で得られる岩盤の最大主応力で、 $\sigma_1'$ は解析で得られる岩盤の最小主応力 $\sigma_3$ の下で岩盤の強度に抵触する時の最大主応力である。岩盤の強度が $C, \phi$ の時 $\sigma_1'$ は式(2)により計算される。

$$\sigma_1' = \{2C \cos \phi + (1 + \sin \phi) \sigma_3\} / (1 - \sin \phi) \quad (2)$$

ひずみ軟化特性を考慮した逐次掘削解析のフローを図-9に示す。

### (3) ひずみ軟化解析を用いた支保設計

#### a) 解析用岩盤物性および初期地圧

調査坑で実施した岩盤変形試験(29ヶ所)、せん断試験(12ヶ所)、初期地圧測定(2ヶ所)およびボーリングコアの剛性三軸圧縮試験(156個)より、表-1の解析用岩盤物性値および初期地圧を設定した。

初期弾性係数 $E_0$ は一般に拘束圧の影響を受けるが、当地点の剛性三軸圧縮試験では図-6に示すように拘束圧の影響が明確でなかった。泥岩を対象とした同様な試験においても拘束圧による $E_0$ の差が明確でないとの報告<sup>12)</sup>もあり、設計では $E_0$ を拘束圧によらず一定と扱うことにし、岩盤変形試験の除荷時接線弾性係数の平均値を $E_0$ として適用した。また軟化域の見かけの負の弾性係数 $E_n$ は、剛性三軸圧縮試験結果の図-7におけるO-AとA-Bの勾配の比から設定した。

破壊後の岩盤は均質に変形するのではなく、形成された破壊面に沿って変形する。この様な状態を表現するのに等方・均質な弾性係数を用いるのは十分でないが、これを破壊後の弾性係数 $E_f$ で近似することにした。 $E_f$ は岩石の剛性三軸試験結果によれば非常に小さい値となる。しかし岩盤が破壊する場合は $E_f = E_0/10 \sim 100$ の値が経験的に用いられており、当

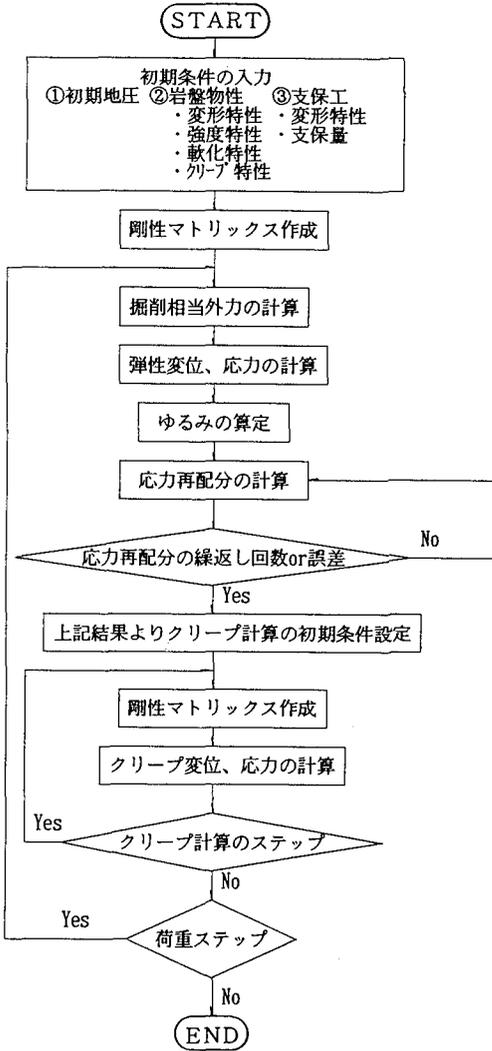


図-9 ひずみ軟化解析のフロー

入力した破壊後の弾性係数およびポアソン比により計算される。

ひずみ軟化特性をFEMで取り扱う場合、要素の応力はひずみの進行に伴って低下する強度を越えることがないように修正しなければならない。強度を越える過剰な応力は、他の要素に配分されるものと考え、応力再配分の過程をプログラムに導入する必要がある。応力再配分の計算はZienkiewiczが引張応力に抵抗できない材料に対して適用したNo-Tension Method<sup>11)</sup>と同様な方法を適用し、修正ニュートンラプソン法により、全要素の応力が所定の収束基準に達するまで計算を繰り返すものである。この場合の収束基準は式(1)のように考え、許容誤差 $\alpha$ は $0.1 \text{ kgf/cm}^2$  ( $9.8 \times 10^{-3} \text{ MPa}$ )とした。

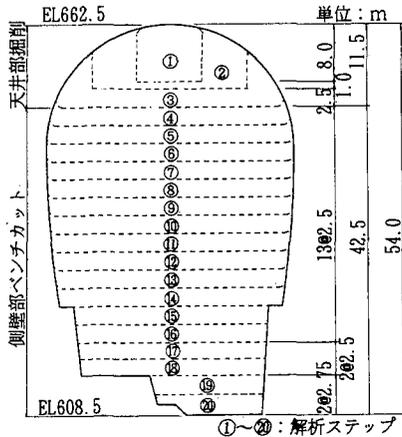


図-10 解析上の掘削ステップ

地点が硬岩であることを考慮し  $E_f = E_0/10$  とした<sup>13)</sup>。

破壊前のポアソン比  $\nu_0$  は岩石試験結果の平均値を用いた。また破壊後のポアソン比  $\nu_f$  は、剛性三軸圧縮試験で破壊後少なくとも体積の減少が認められない現象を近似するために  $\nu_f = 0.45$  とした<sup>12)</sup>。

強度は岩盤せん断試験結果、フリクション試験結果を Mohr-Coulomb 式で直線回帰することにより  $C$  および  $\phi$  を設定した。

これらの値については、発電所の掘削に先行して本体1/5スケールの模擬空洞を掘削し、その時の挙動を逆解析<sup>14)</sup> およびひずみ軟化解析を用いて評価することにより妥当性を確認した。

### b) 解析領域および解析ステップ

解析モデル領域は、掘削による岩盤応力への影響がほとんど及ばない範囲までを取ることとし、予備解析により検討した結果、空洞を中心に上下、左右300mの範囲までとした。

解析のステップは発電所の掘削計画に合わせ、図-10のように20ステップとし、一つのステップをさらに、掘削→一次支保（吹付けコンクリート）→P S 工の3段階に細分化し、各段階毎に該当要素の削除、追加、および応力の再配分計算を行った。

### c) 支保のモデル化

吹付けコンクリートは岩盤と同様、平面ひずみ要素でモデル化し、一次支保ステップにおいて順次壁面上に追加した。また P S 工は壁面上の節点と、そこから P S 工長だけ離れた節点を結ぶトラス要素でモデル化し、要素に実際の導入力と等価な軸力を与え、P S 工ステップにおいて順次岩盤要素上に追加した。これら支保の解析用物性値を表-2に示す。

支保に発生する応力を解析で予測することも難しい課題の一つである。既設地点では吹付けコンクリートは逐次掘削解析時にはモデルに含めず、P S 工

表-2 支保の解析用物性値

項目	弾性係数	適用
P S 工	$E_0 = 195 \text{ GPa}$	$\xi < 0.65\%$
	$E_y = 91 \text{ GPa}$	$0.65\% < \xi < 1.03\%$
	$E_f = 5 \text{ GPa}$	$1.03\% < \xi$
吹付け	$E_c = 20 \text{ GPa}$	

$\xi$ : トラス要素の伸び

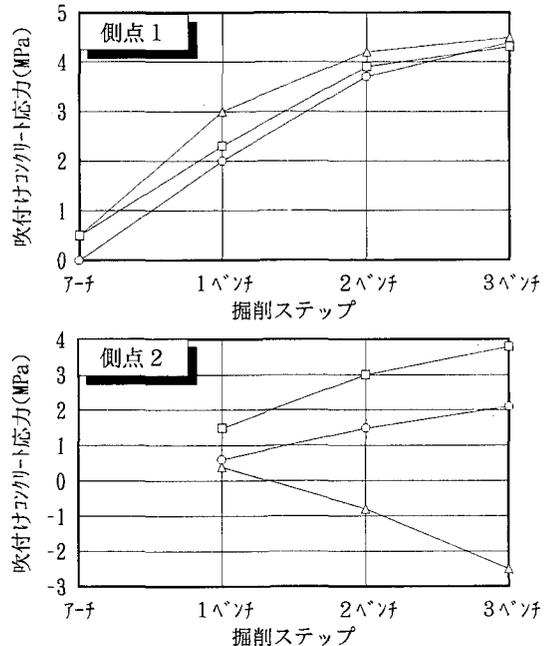
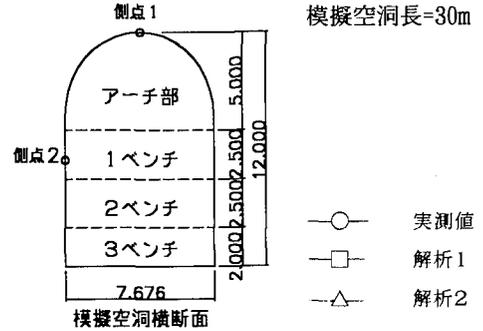


図-11 吹付けコンクリートの応力

は導入力相当分を節点外力として与え計算してきた。

トンネルの吹付けコンクリート応力の評価としては、土屋<sup>15)</sup>らの研究があり、コンクリートのクリープや乾燥収縮の影響を考慮して、トンネルの変形と整合する吹付けコンクリートの等価弾性係数が提案されている。しかし発電所のような大空洞をベンチ掘削する場合、次ベンチ掘削までには吹付けコンクリートが硬化するのに十分な時間があり、この等価弾性係数の設定に難があった。

図-11に全4ベンチで掘削された前出の模擬空洞掘削試験における吹付けコンクリート応力の履歴

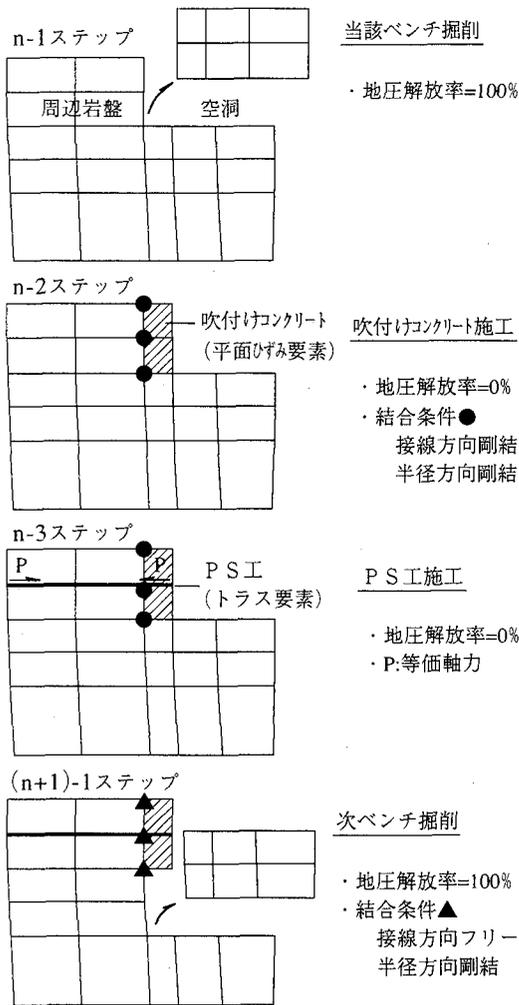


図-12 支保の解析手順

と解析結果との比較を示す。図中の吹付けコンクリート応力は各掘削ステップ終了時の周方向応力であり、圧縮を正としている。実測の応力は計器設置ベンチ掘削時にはほとんど発生しておらず、その後の掘削により増加する傾向を示している。そこで当該掘削ベンチの地圧解放率を吹付けコンクリート要素追加前に100%とし、吹付けコンクリートと背後の岩盤の結合条件を図-12とした場合(解析1)と、接線・半径方向共に剛結を保った場合(解析2)で解析を行い実測値と比較した。

図-11から分かるように天端(側点1)の解析による応力はどちらの結合条件でも大差なく、実測値の増加傾向とほぼ一致したが、側壁部(側点2)で解析2は実測値の傾向と照合せず引張応力が発生する結果となった。これは次ベンチ以降の掘削で側壁部の岩盤要素が空洞側に孕みだすため、吹付けコン

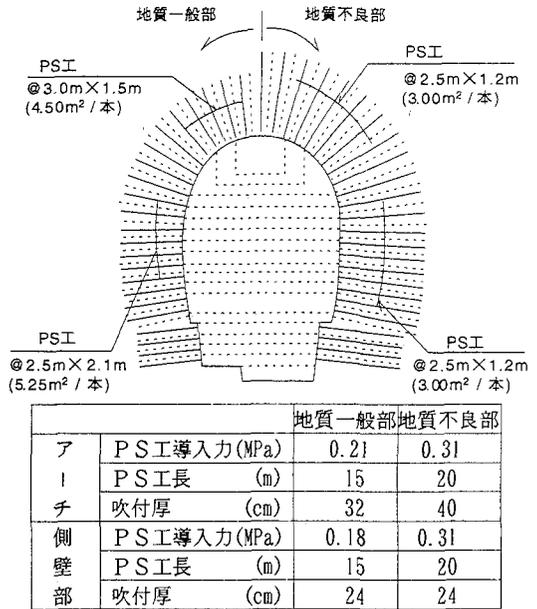


図-13 葛野川発電所の支保

リート要素が引張られるために生じたものである。一方図-12の結合条件で解析した場合、上記のような引張応力は計算されず、実測値の傾向と概ね一致した解析結果が得られた。

模擬空洞における吹付けコンクリート面の目視観察でもクラックの発生は認められず、根拠の解明に課題が残るが図-12の手順で解析を行い吹付けコンクリートの発生応力の予測を行うことにした。

#### d) 支保の検討結果

支保の設計ではまずひずみ軟化逐次掘削解析によりゆるみ域を予測し、これに基づきP S Iの長さ、配置、導入力等を検討する。同時に支保部材の発生応力の予測値と許容値を照査し支保の健全性が評価される。ここで求まる支保を基本支保量として、図-1のフローに示す極限平衡法による安定性の確認を実施し、基本支保量が不足と評価された場合は、安定性が確保できるまで支保量を増加させる。以上の手順を踏まえ葛野川発電所の支保は図-13に示す仕様とした<sup>16)</sup>。

#### (4) 支保設計時における従来の解析との比較

ひずみ軟化を考慮した解析と従来からの粘弾塑性解析の結果を図-14に比較する。ひずみ軟化を考慮することにより、岩盤が破壊する領域が空洞全体に拡がりかつ深部まで達する傾向が見られるものの、P S Iの抑止力が解析上現われるようになっている。解析上のP S Iの効果として次のものが挙げられる。

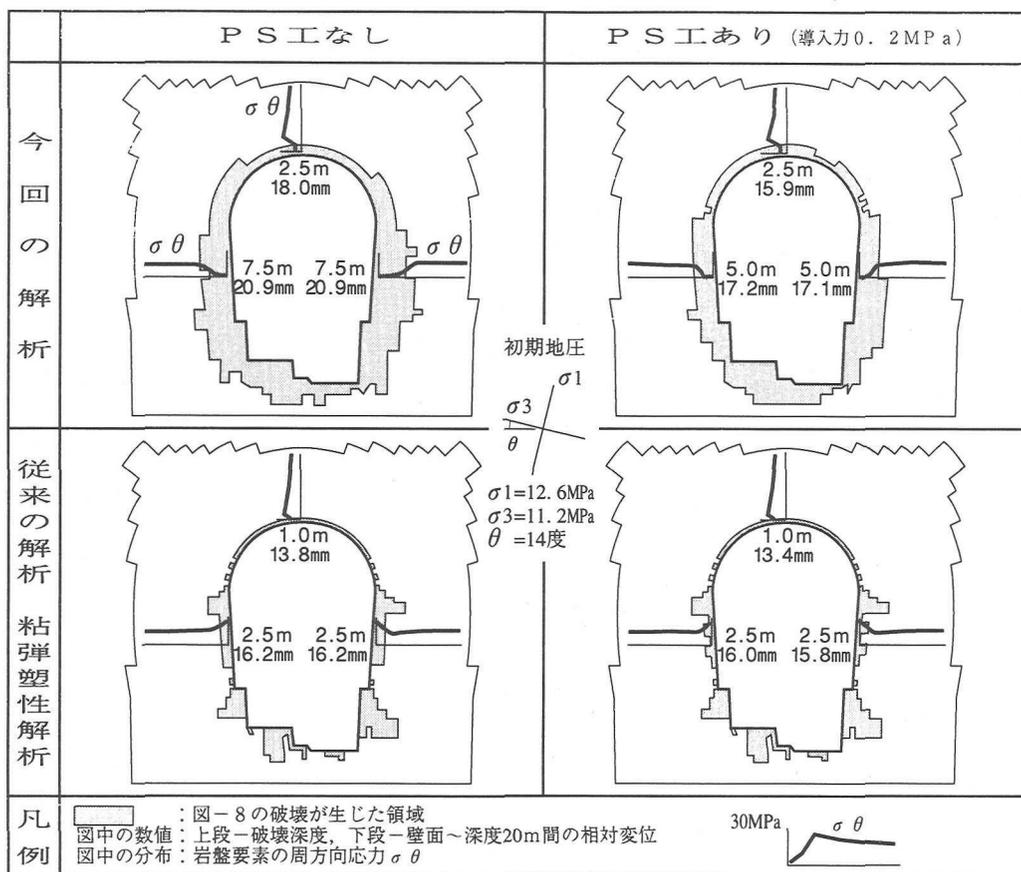


図-14 解析結果の比較 (岩盤一般部)

① 掘削相当外力の作用を低減させることにより、岩盤の主応力差を減少させ、破壊基準に岩盤の応力が達することを抑制し、かつ岩盤変位の発生量を減少させる。

② 図-15に示すように、破壊後の岩盤の拘束応力を高めるため、支持できる残留応力を増加させる。その結果破壊に伴い再配分される応力を減少させ、破壊領域の進展およびそれに伴う変位の増加を抑制する。

この内、①については従来の解析でも評価してきたことであるが、②は今回新たに考慮できるようになったことである。葛野川発電所のように、初期地圧と比べて、PS工の導入力が2~3%の空洞では、①の効果は相応に小さく、②の効果を検討することにより、PS工導入力の比較検討が可能となった。

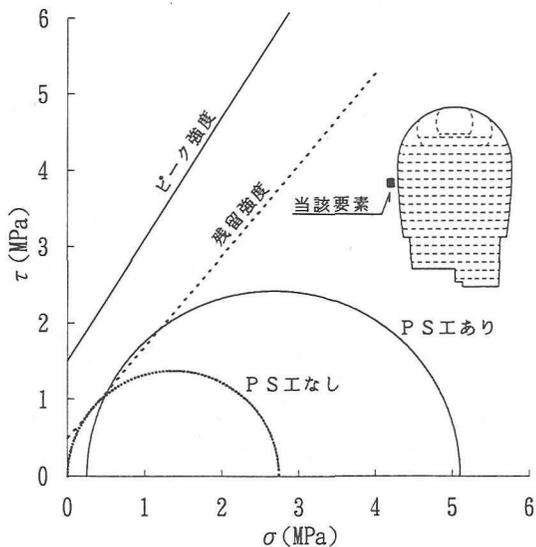


図-15 岩盤応力の解析結果

#### 4. 計測結果と解析結果の比較

##### (1) 葛野川発電所の計測概要

計測器の配置は図-16のようである。岩盤変位

計は、掘削に伴う全変位を評価するため、周辺坑から掘削に先行して設置する計器がなるべく多くなるよう配慮した。空洞長軸方向については、日常管理

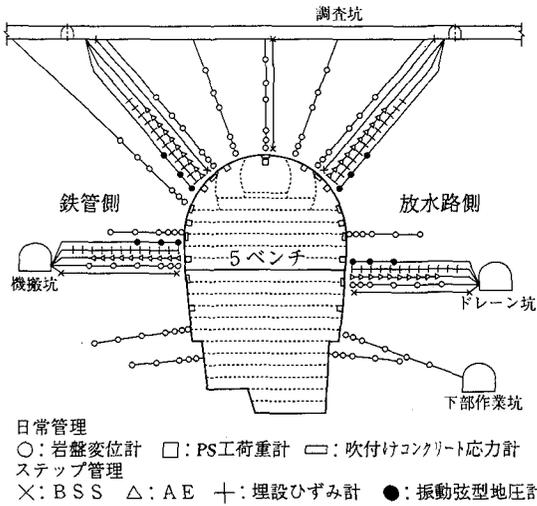


図-16 計測器の配置(主計測断面)

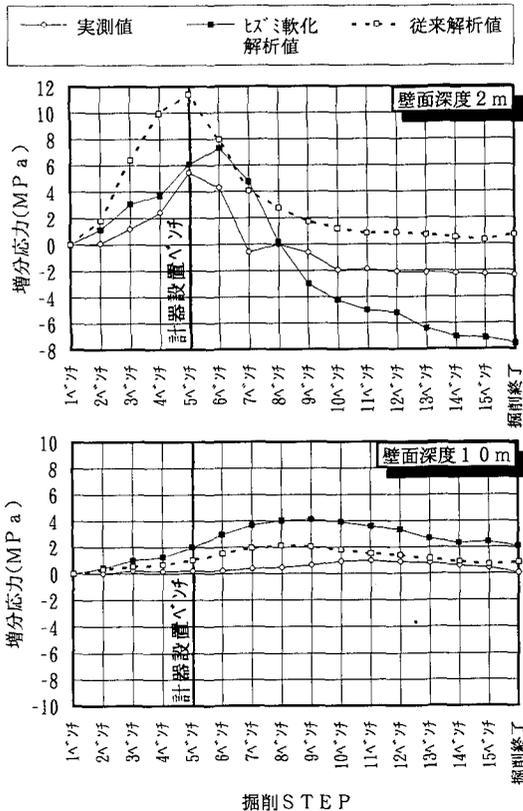


図-17 岩盤応力の比較

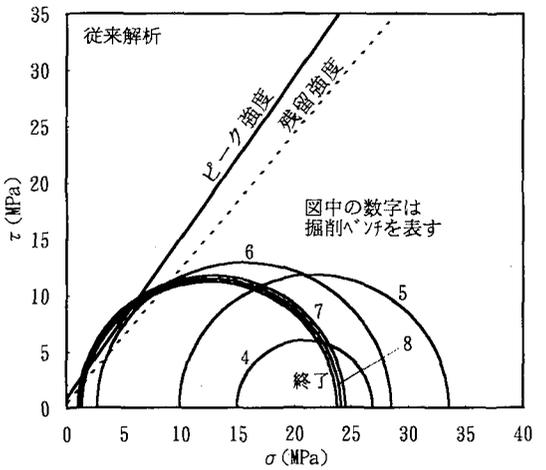
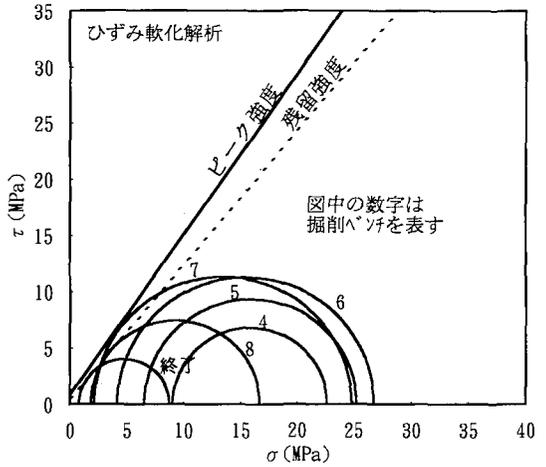


図-18 各ベンチにおける岩盤応力の解析値

を変位、ひずみ、応力から総合的に評価できるようにした。

## (2) 計測結果と解析結果の比較

地質不良部が大勢を占めるC断面において、計測結果と解析結果の比較を行う。

### a) 岩盤応力

鉄管側側壁部における鉛直方向の岩盤応力の変化を図-17に示す。壁面深度2mでの実測の岩盤応力は、計器設置標高を掘削した5ベンチをピークにその後低下しており、その傾向は図-3に示した塩原発電所での傾向と類似している。この応力変化は、当深度の岩盤が5、6ベンチ掘削以降強度を下げ、その結果耐荷力を上回る応力が周辺のまだ健全な岩盤に再配分されたことが主な原因で生じたものと考えられる。また壁面深度10mの応力は11ベンチをピークに若干低下しており、この深度の岩盤も僅かなが

に必要な情報を得るため、ほぼ10m間隔に19の計測断面を設置し、最大断面となる発電電動機室断面中央(1、2号機側G断面、3、4号機側C断面)は主計測断面とし、日常管理計測の他に、ステップ管理計測も合わせて実施することにより、周辺岩盤の挙動

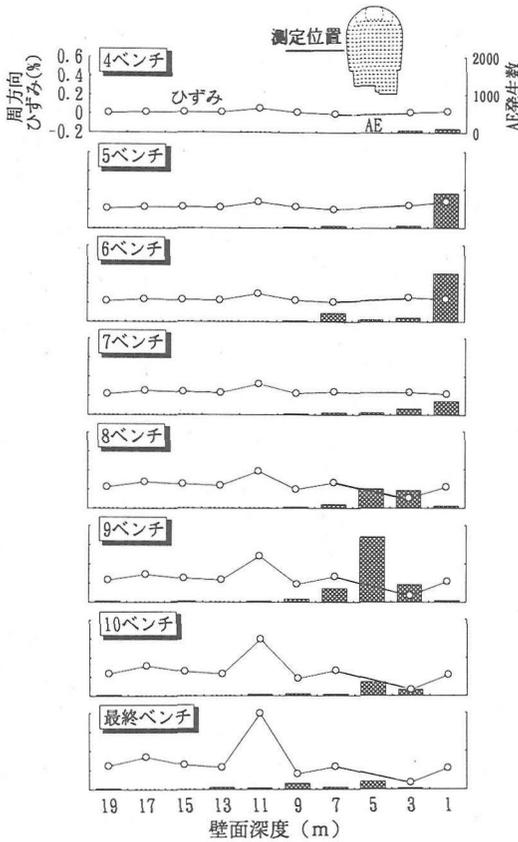


図-19 各ベンチのAE発生数、周方向ひずみ

ら掘削に伴う応力再配分の影響を受けているものと考えられる。

解析結果を比較すると、深度2mにおいて7ベンチ以降、ひずみ軟化解析の方が従来の解析より応力の低下量が多く計算されているものの、5,6ベンチまでの応力変化はひずみ軟化解析の方が実測値の傾向を良く表現している。またひずみ軟化解析では、壁面近傍の破壊した要素の余剰な応力が壁面深部に配分されるため、深度10mにおいて従来の解析に比べ応力の変化量が多くなっている。

深度2mにおける4ベンチ以降の岩盤応力の解析値をモール円で表示すると図-18のようである。実際の絶対応力を測定していないため、実測値との比較はできないが、従来の解析ではピーク強度に抵触した(7ベンチ)後も大きな応力が保持されたままになっていることが分かる。その点ひずみ軟化解析では残留強度に応力が抑えられて推移しており、合理的な応力経路であると考えられる。ただし上述したように実測値を越える応力の低下が計算されていることから、フリクション試験により設定した残留強度より実岩盤の残留強度が高かった可能性がある。

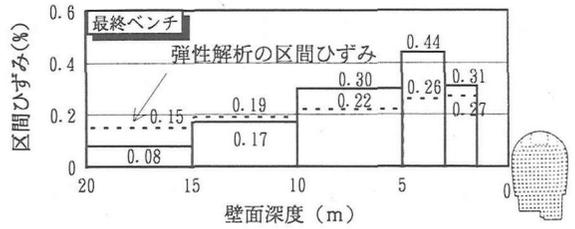


図-20 区間ひずみ

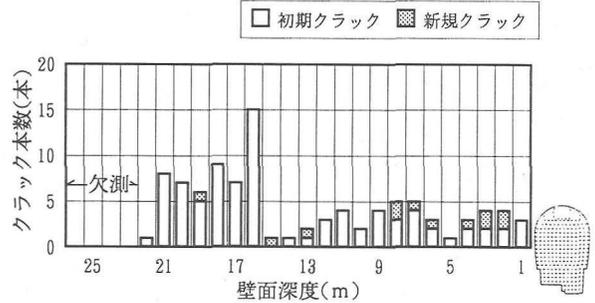


図-21 BSS観測結果(掘削終了時)

鉄管側 放水路側

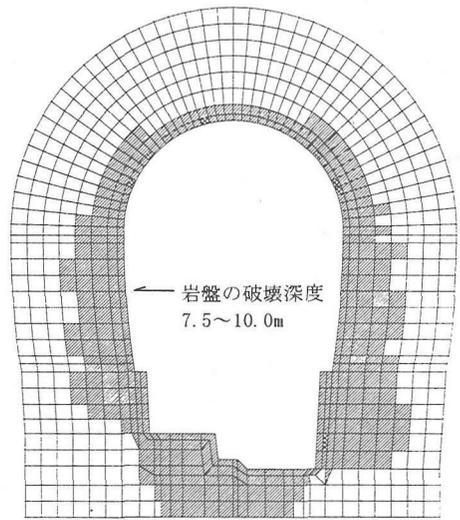


図-22 破壊領域(岩盤不良部)

### b) 掘削の影響範囲

鉄管側側壁部のAE発生数および埋設ひずみ計による周方向のひずみの変化を図-19に示す。また掘削終了時の岩盤変位計による半径方向区間ひずみ、BSSによるクラック本数の分布を図-20, 21に示す。掘削の進行に伴いAE発生のピークが岩盤内に移動し、これに対応して深度9m以下では周方向のひずみが一度増加した後、各々のピーク値より深度1mで0.04%、3mで0.2%、7mで0.04%、9mで0.07%減少している。これと半径方向の区間ひずみが弾性解

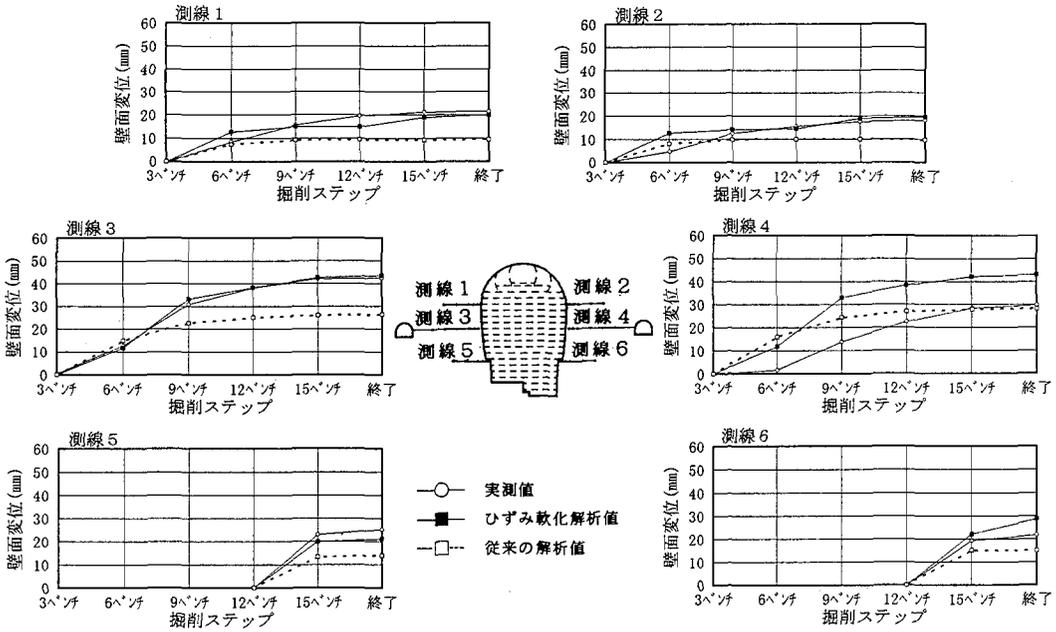


図-2.3 壁面変位の経時変化

析による区間ひずみを超過する範囲および新規クラックの発生位置を考え合わせると、計測位置においては掘削による影響は深度5~10mまで及び、そこより壁面側では、岩盤の耐荷力が低減した<sup>17)</sup>ものと推定される。一方ひずみ軟化解析において岩盤が破壊した領域は図-2.2のようであり、計測結果から推定される掘削の影響範囲とほぼ一致している。

### c) 壁面変位

壁面変位の経時変化を図-2.3に示す。ここでいう壁面変位とは、岩盤変位計最深部と壁面との相対距離の変化量である。ひずみ軟化解析による壁面変位は、測線によって多少の差異が認められるものの、計測結果と傾向および量共に概ね一致している。一方従来解析による壁面変位は、計測結果と傾向で類似しているものの量的に少なく、計測結果と合わせるためには岩盤の変形性の見直しが必要となる。

なお当該断面は当初岩盤不良部と評価したが、測線4付近から下方の放水路側は、掘削途中の地質観察による節理密度から判断して、むしろ一般部に近い地質であることが分かっている。図において放水路側の計測結果が不良部のひずみ軟化解析結果より少ないのはこの地質によるものと判断した。

### d) 支保応力

掘削終了時の吹付けコンクリート応力の実測値と解析値を図-2.4に示す。解析値は計測の応力をほぼ包含する分布となっており、その大小関係は図-2.3の壁面変位における差異と同様である。

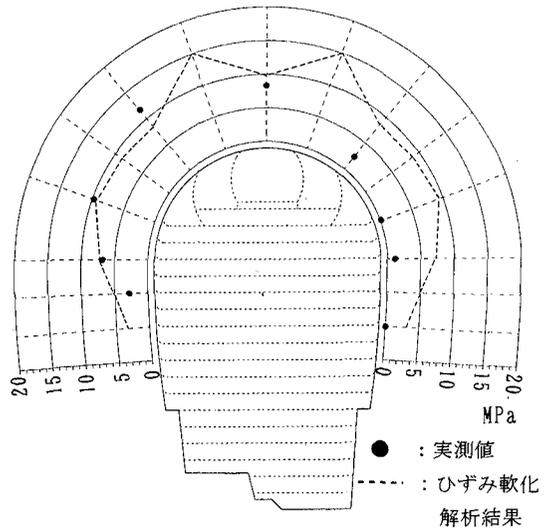


図-2.4 吹付けコンクリート応力分布

C断面測線3近傍のPS工軸力の経時変化を図-2.5に示す。実測の軸力増分に比べて、どちらの解析でも増分は小さい。この差違は図-2.6から分かるように、PS工定着部の岩盤(壁面深度20m)と壁面の相対変位が、実測値に比べ解析値が小さかったため、PS工のモデルであるトラス要素の軸力が小さく解析されたためである。PS工の軸力を実測値の傾向に合わせるためには、壁面変位だけでなく岩盤内の変位分布もより精度良く予測する必要があり、

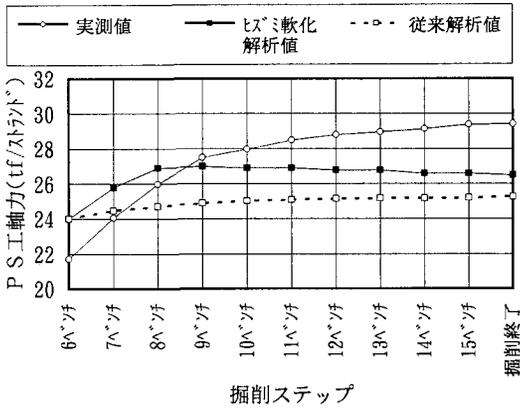


図-25 P S 工軸力の経時変化(測線3 近傍)

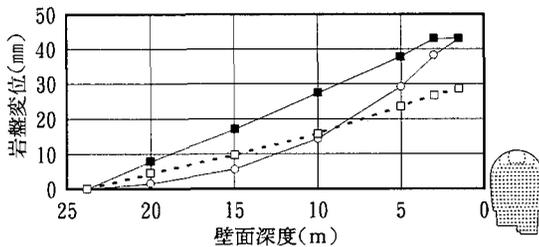


図-26 岩盤内変位分布(測線3, 掘削終了時)

この点について課題が残った。

## 5. まとめ

ひずみ軟化特性を考慮した逐次掘削解析を用いた発電所の支保設計と、当解析による岩盤挙動および支保応力の予測値と計測結果の比較について述べてきた。そこで得られた知見と今後の検討課題について以下に示す。

- ① ひずみ軟化特性を考慮した逐次掘削解析を行うことにより、支保の効果を解析で評価できることが分かった。この事により、設計時においてP S 工導入力と比較検討が可能になり、従来の解析に比べP S 工の合理的な必要導入力の検討が行えるようになった。
- ② 計測結果と比較し、岩盤応力の変化、壁面変位および吹付けコンクリート応力の点で、ほぼ満足しうる予測値をひずみ軟化解析で得ることができた。報告の対象としたC断面は地質が比較的均質であり、岩盤を連続体とする当解析が適用可能な断面であったものと考えられる。
- ③ 従来の粘弾塑性解析とひずみ軟化解析を比較すると、葛野川地点では、ひずみ軟化解析結果の方が実測値の傾向に近かった。しかしひずみ軟化解析では、実測を越える岩盤応力の低下が計算され

ており、破壊後の岩盤が負担しうる応力を規定する残留強度の設定方法について、今後検討が必要と考えられる。

- ④ 吹付けコンクリートに関する図-12のモデル化は、次ベンチ以降で吹付けコンクリートと岩盤の接線方向の結合を切ることにに関して、メカニズムを十分に把握した上の根拠を持つものでない。この点に関してさらに検討を進めるためには、吹付けコンクリートおよびその背面における岩盤の挙動を詳細に知る必要があり、その計測方法も含めて、吹付けコンクリートの健全性の予測手法を進めることは今後の課題と考える。
- ⑤ 当ひずみ軟化解析は破壊した岩盤のダイレイタンスー等の塑性ひずみを真に評価していないという問題を有している。よって解析の岩盤内変位分布をより計測結果と一致させるためには、破壊前後における岩盤の変形性の適正な評価が必要である。そのためには事前の試験からだけでなく、実挙動の逆解析による評価も合わせて、当物性の適切な設定方法を今後も検討して行く必要がある。

謝辞：本報告の作成にあたり、神戸大学の櫻井春輔教授には種々のご指導を賜りました。ここに記して感謝の意を表します。

## 参考文献

- 1) 林 正夫, 日々野 敏: 地下の開削による周辺岩盤の緩みの進展に関する研究, 電力中央研究所研究報告, No. 67095, 1968. 3.
- 2) 吉田秀典, 堀井秀之: マイクロメカニクスに基づく岩盤の連続体モデルと大規模空洞掘削の解析, 土木学会論文集, No535/III-34, pp. 23~41, 1995.
- 3) 永井哲夫: ロックボルトにより補強された不連続性岩盤の力学的挙動に関する研究, 神戸大学博士論文, 1992. 1.
- 4) 前島俊雄, 富田敦紀: 大規模地下空洞の掘削時の挙動実績, 第24回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集, pp. 326~330, 1992. 2.
- 5) Wawersik, W. R. and Fairhurst, C.: A study of brittle rock fracture in laboratory compression experiments, Int.J.Rock Mech.Min.Sci. & Geomech. Abstr., Vol.7, No. 5, pp. 561-575, 1970.
- 6) Wawersik, W. R. and Brace, W. F.: Post - failure behavior of a granite and a diabase, RockMechanics, Vol.3, pp. 61-85, 1971.
- 7) 川本眺万, 石塚与志雄: ひずみ軟化を考慮した岩盤掘削の解析, 土木学会論文報告集, 第312号, pp. 107~118, 1981.

- 8) 本島 睦: 揚水発電所地下空洞掘削時挙動の数値解析的検討, 電力中央研究所研究報告, U93012, 1993. 7.
- 9) 御牧陽一: 形状の異なる大断面空洞の掘削時挙動に関する研究, 東京大学学位論文, 1985.
- 10) 上條 實: 葛野川発電所の計画概要, 電力土木, No. 252, pp. 30~35, 1994.
- 11) Zi enki ewi cz, O. C. : 基礎工学におけるマトリックス有限要素法, 倍風館, 1975.
- 12) 本島 睦, 北原義浩, 伊藤 洋: 残留強度・ひずみ軟化特性を考慮した地盤の耐荷力の評価手法の開発, 電力中央研究所研究報告, 380036, 1981. 2.
- 13) 電力土木技術協会: 電力施設地下構造物の設計と施工, 電力土木技術協会, pp. 341~356, 1986.
- 14) 櫻井春輔, 武内邦文: トンネル掘削時における変位計測結果の逆解析法, 土木学会論文報告集, 第337号, pp. 137~145, 1983.
- 15) 土屋 敬: トンネル設計のための支保と地山物性値に関する研究, 土木学会論文報告集, 第364号, pp. 31~40, 1985.
- 16) 工藤奎吾: 地下発電所空洞の掘削時挙動について, 社団法人システム総合研究所岩盤システム工学委員会, 第13回岩盤システム工学セミナー, pp. 143~180, 1996. 7.
- 17) 石田 毅, 金川 忠, 矢田 篤, 田中正弘: 空洞掘削時の応力再配分に着目したゆるみ域測定法の提案, 土木学会論文報告集, 第457号, pp. 41~50, 1992.

(1997. 4. 2受付)

## APPLICATION OF NUMERICAL ANALYSIS TO DESIGN OF SUPPORTING FOR LARGE-SCALE UNDERGROUND CAVERN

Keigo KUDO, Toshihiko KOYAMA and Yasumasa SUZUKI

This paper shows an application of numerical analysis to design of supporting for cavern at underground power station based on experience of constructions and measurements. In order to determine actual quantity of supporting for cavern, it is necessary not only to define rock model but also to apply an appropriate numerical analysis which can evaluate effects of supporting. At KAZUNOGAWA power station, an analysis which can consider the strain-softening after rock failure was applied to such design. Consequently, effects of supporting could be evaluated and then design of supporting could be carried out rationally. This paper also shows comparison between measurements and analysis in order to confirm suitability of analysis.