

ニアフィールドの応力評価手法の開発(V)

(概要)

(動力炉・核燃料開発事業団 委託研究概要報告書)

技 術 資 料		
開示区分	レポート No.	受領日
Σ	J1205 96-002	1997. 4.16
この資料は技術管理室保存資料です 閲覧には技術資料閲覧票が必要です 動力炉・核燃料開発事業団 技術協力部技術管理室		

1996年 2 月

大成建設株式会社

この資料は、動燃事業団の開発業務を進めるため、特に限られた関係者だけに開示するものです。ついては、複製、転載、引用等を行わないよう、また、第三者への開示又は内容漏洩がないよう管理して下さい。また、今回の開示目的以外のことには使用しないよう特に注意して下さい。

本資料についての問い合わせは下記に願います。

〒319-11
茨城県那珂郡東海村大字村松4-33
動力炉・核燃料開発事業団
東海事業所
技術開発推進部・技術管理室

ニアフィールドの応力評価手法の開発(V)

(概 要)

(動力炉・核燃料開発事業団 委託研究概要報告書)

1996年 2 月

大成建設株式会社

ニアフィールドの応力評価手法の開発 (V)

山本 卓也*

要 旨

本研究は、人工バリアシステムの仕様と性能評価のためのニアフィールド条件を明らかにする研究の一環として実施したものである。この中で、特に重要な課題であるニアフィールドの応力評価手法の開発を目的として、本年度は昨年度に引き続き、掘削初期の空洞変形挙動評価、人工バリア及び周辺岩盤の長期挙動評価研究を実施した。

掘削初期の空洞変形挙動評価に関しては、平成3年度に実施した空洞安定解析の結果、深部地下空洞の設計手法の開発検討、および空洞変形挙動評価モデルの開発検討の2つが課題となった。

深部地下空洞の設計手法の開発については、今年度は昨年度に引き続き、岩盤の物性値や計測データの得られている既存の空洞を対象に、地下空洞の設計手法としての適用性、適用範囲、適用条件についてまとめ、解析に必要な物性値及びその取得方法についても示した。空洞変形挙動評価モデルの開発検討については、昨年度に引き続き、釜石鉱山を想定した弾塑性不連続体解析を実施した。最後に、掘削初期の空洞変形挙動評価に関する今後の課題を抽出し、整理した。

人工バリア及び周辺岩盤の長期挙動評価については、岩盤クリープ変形による人工バリアの変形挙動研究として、データの取得計画および、解析モデルの調査を実施した。また、既存坑道の不安定現象に関する調査を実施し、処分場建設時以降長期的に考えられる人工バリア周辺の崩壊現象について整理した。

本報告書は、大成建設株式会社が動力炉・核燃料開発事業団の委託により実施した研究の成果である。

契約番号：070D0328

事業団担当部課室および担当者：東海事業所 環境技術開発部 地層処分開発室

石川 博久

*大成建設株式会社エンジニアリング本部エネルギー部

DEVELOPMENT OF NEAR-FIELD STRESS EVALUATION METHOD (PHASE V)

T.Yamamoto*

Abstract

This research was performed as part of a study to clarify the near-field conditions for specifications and performance evaluations of an artificial barrier system. The work carried out here includes the evaluation of tunnel deformation after excavation and the research into the long-term behaviour of the rock mass around the artificial barriers.

Through the research work performed in 1991 on the evaluation of tunnel deformation after excavation, two issues : the development on the design method of tunnels at depth and the evaluation of numerical model on tunnel deformation should be considered for a further research.

For the former issue, tunnel construction site where rock mass properties and field measurement data are available was investigated and how the design method of tunnels at depth can be applied to the site. Based on the investigation input data for numerical analysis are summarized and how to obtain that data is described.

For the latter issue, elasto-plastic numerical analysis considering discontinuous media such as faults and joints was conducted. The input data for the numerical analysis is derived from the data obtained at Kamaishi Mine.

The research plan on the stress evaluation in the near-field rock mass to be solved in the future is also discussed.

As part of the analysis of long-term behaviour of a rock mass around the artificial barriers followings are discussed :

- planning for data acquisition to analyse creep deformation
- investigation of numerical model to analyse creep deformation
- the failure of the artificial barriers based on the investigation of unstable drift

Work performed by Taisei Corporation under contract with Power Reactor and Nuclear Fuel Development Corporation. Contract No. 070D0328
PNC Liaison : Hirohisa Ishikawa , Geological Isolation Technology Sect., Waste Technology Development Division, Tokai Works

*Taisei Corp., Engineering Division

ニアフィールドの応力評価手法の開発 (V)

担当者一覧

実施責任者： 姉崎 進

実施担当者： 山本 卓也

研究業務担当： 杉原 豊
山本 卓也
羽出山 吉裕
石原 輝行
鈴木 俊一

全体目次

	頁
1. 掘削初期の空洞変形挙動評価研究	
1.1 はじめに -----	1-1
1.2 深部地下空洞の設計手法の開発 -----	1-2
1.3 空洞変形挙動評価モデルの開発検討 -----	1-25
2. 人工バリア及び周辺岩盤の長期挙動評価研究	
2.1 岩盤クリープ変形による人工バリアの変形挙動評価研究 -----	2-1
2.2 不安定現象についての文献調査 -----	2-15

1. 掘削初期の空洞変形挙動評価研究

目 次

	頁
1.掘削初期の空洞変形挙動評価研究	1-1
1.1 はじめに	1-1
1.2 深部地下空洞の設計手法の開発	1-2
1.2.1 解析モデルの検討	1-2
(1) 嵐山トンネルの概要	1-2
(2) 解析対象位置の決定	1-3
(3) 原位置計測データの整理	1-3
(4) 地山特性曲線の算出	1-4
(5) 平面ひずみ掘削解析	1-6
(6) まとめ	1-16
1.2.2 評価に必要な物性値の整理	1-19
(1) 過去の委託研究	1-19
(2) 地下発電所工事記録	1-21
(3) 既存データベースの利用	1-22
(4) まとめ	1-23
1.2の参考文献	1-24
1.3 空洞変形挙動評価モデルの開発検討	1-25
1.3.1 処分坑道の解析	1-25
(1) 解析条件	1-25
(2) 解析結果および考察	1-29
(3) まとめ	1-30
1.3.2 不連続体モデル化手法の整理	1-31
(1) 神岡鉱山地下実験場	1-31
(2) 菊間地下石油備蓄基地岩盤タンク	1-32
(3) モデル化手法のまとめおよび課題	1-33
1.3の参考文献	1-35

1 掘削初期の空洞変形挙動評価研究

1.1 はじめに

本研究は、人工バリアシステムの仕様と性能評価のためのニアフィールド条件を明らかにする上で特に重要な課題であるニアフィールドの応力評価手法の開発を行うものである。本年度は、以下に示す掘削初期の空洞変形挙動評価研究を昨年度に引き続き実施する。

(1) 深部地下空洞の設計手法の開発

平成6年度は北海道縦貫自動車道嵐山トンネルを対象とした事例解析を行い、地下深部空洞の設計手法の検討を行った。その結果、空洞周辺の岩盤挙動は従来の道路トンネルの設計で用いられている有限要素法を用いれば概ね評価できることが分かった。今年度は、最初に、他地点に対する事例解析を実施してその適用性について検討を行う。次に、今年度の成果とこれまで実施した事例解析結果から、モデルの深部地下空洞の設計手法としての適用性について取りまとめる。最後に、深部岩盤物性データを取得するために、地下発電所の公開文献を調査し、岩盤・岩石の物性値および物性値の深度依存性について整理した。

(2) 空洞変形挙動評価モデルの開発検討

平成6年度は、不連続体を取り扱える解析手法を用いて処分坑道の掘削安定解析を実施した。昨年度は、不連続面を弾性（破壊を考慮しない）と仮定していたので手法間で大きな相違点を見いだすことができなかった。今年度は解析手法として不連続面の破壊を解析上考慮できる手法（FEM-JOINT要素、DEM）を用いて、結晶質岩系（地下1000m）岩盤内の処分坑道を想定した安定性解析を実施して手法間の相違について検討した。また、不連続体解析への原位置岩盤からの解析モデルの作成方法および不連続面の強度変形特性の設定について公開文献から整理した。

1.2 深部地下空洞の設計手法の開発

1.2.1 解析モデルの検討

昨年度に引き続き、北海道縦貫自動車道嵐山トンネルを対象とした事例解析を行い、深部地下空洞の設計手法の検討を実施する。

(1) 嵐山トンネルの概要

北海道縦貫自動車道（札幌～旭川間）嵐山トンネルは、旭川市の嵐山（標高267m）を最大土被り147mで通過する延長1434mの2車線道路トンネルである。嵐山トンネルの地質は千枚岩、結晶片岩、にカンラン岩と蛇紋岩が貫入している。図-1.2.1.1に嵐山トンネルの位置および標準断面図を、図-1.2.1.2に嵐山トンネル地質縦断図を示す。

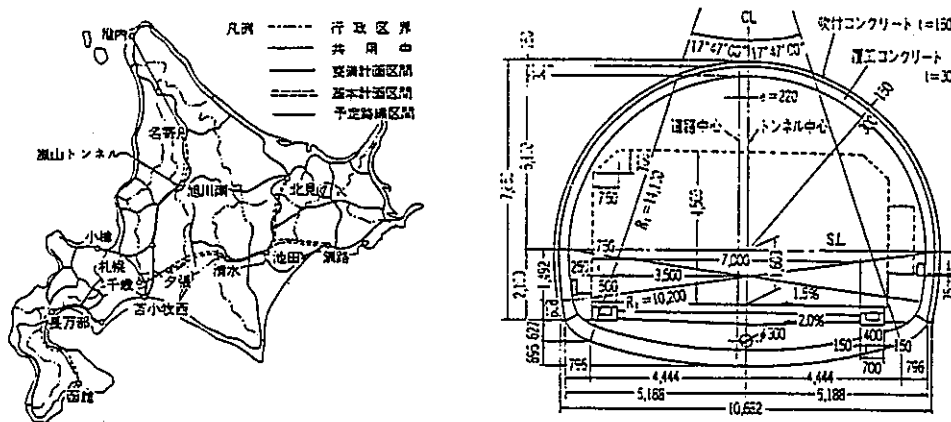
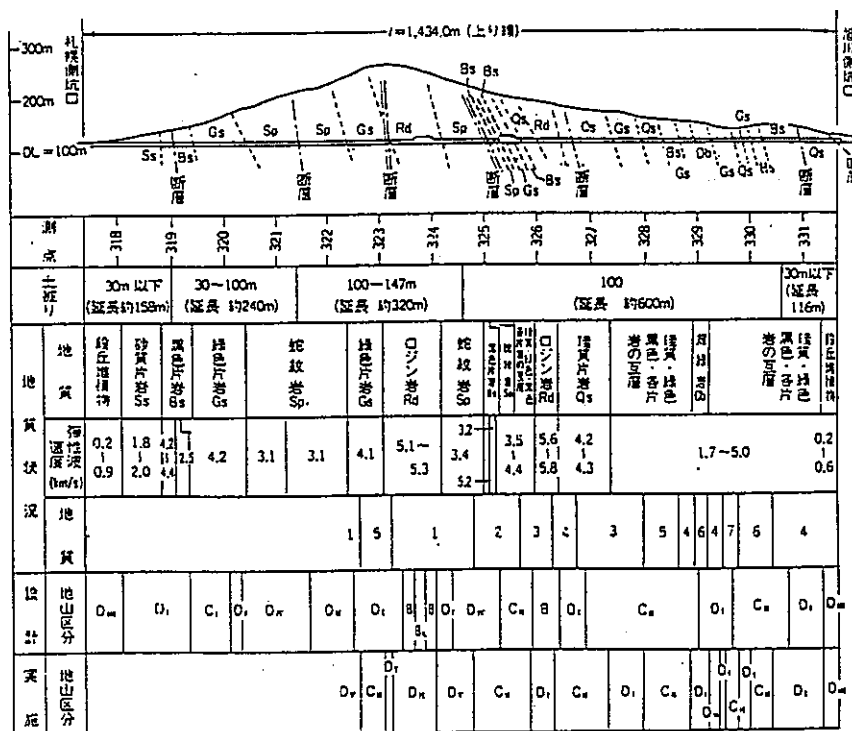


図-1.2.1.1 嵐山トンネル位置および標準断面図^{1)、2)}



1. 蛇紋岩 2. 黒色片岩 3. 緑色・緑黄片岩の互層 4. 珪黄片岩
5. 緑色片岩 6. 黒色・緑色片岩の互層 7. 輝緑岩

図-1.2.1.2 嵐山トンネル地質縦断図^{1)、2)}

(2) 解析対象位置の決定

解析対象位置は、トンネル建設時の岩盤変位計測データが取得できていること、室内試験データが得られていることが必要である。表-1.2.1.1に地中変位計測および室内試験を実施した位置を示す。

表-1.2.1.1 地中変位計測および室内試験位置

地中変位計測位置	室内試験位置	岩種	備考
320+50.0		蛇紋岩	
320+64.0		蛇紋岩	
321+22.0		蛇紋岩	
321+60.0		蛇紋岩	
322+59.0	322+59.0	蛇紋岩	
323+69.0	323+69.0	蛇紋岩	
323+97.0	323+97.0	蛇紋岩	
324+48.0	324+48.0	蛇紋岩	NF(IV)検討位置
	324+51.0	蛇紋岩	
325+69.0	325+69.0	黒色片岩	
327+37.0	327+37.0	緑色片岩	
	327+90.0	蛇紋岩	
329+38.0	329+38.0	緑色片岩	
329+50.0	329+50.0	蛇紋岩	
	330+0.0	蛇紋岩	
331+45.0	331+45.0	珪質片岩	

嵐山トンネルは、蛇紋岩を通過している。蛇紋岩は、吸水膨張の著しい膨張性岩盤として有名であり、トンネル施工時に岩盤の変状が発生した例が数多く報告されている。蛇紋岩部での内空、天端沈下計測結果を図-1.2.1.3に示す。

今年度は、解析対象として、第2蛇紋岩で地中変位計測および室内試験が報告されているSTA322+59.0を選択する。また、施工時に、変状が報告されていない地点緑色片岩(STA329+38.0)も解析対象とした。

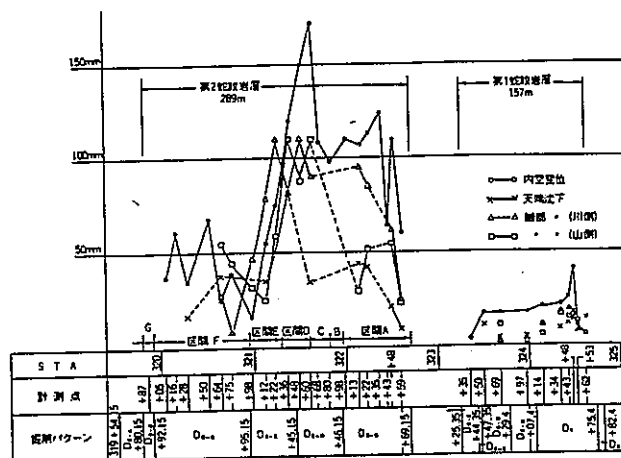


図-1.2.1.3 蛇紋岩区間計測工計測結果^{1), 2)}

(3) 原位置計測データの整理

解析対象位置である、STA329+38.0とSTA322+59.0の施工状況及び計測状況について整理する。

a) STA329+38.0 (緑色片岩)

図-1.2.1.4に施工状況および計測器設置位置を示す。

計測項目は、内空変位、ロックボルト軸力、鋼製支保工応力、地中変位である。

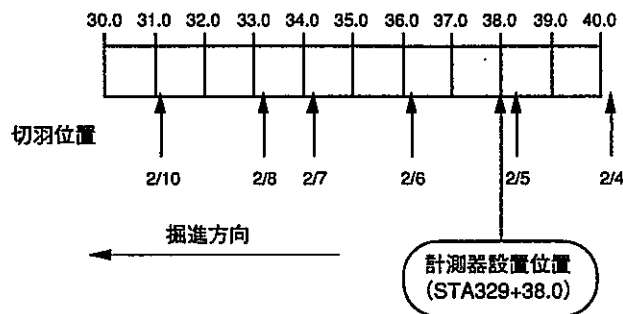


図-1.2.1.4 STA329+38.0 施工状況および計測位置

b)STA322+59.0 (蛇紋岩)

図-1.2.1.5に施工状況および計測器設置位置を示す。

計測項目は、内空変位、ロックボルト軸力、鋼製支保工応力、地中変位である。

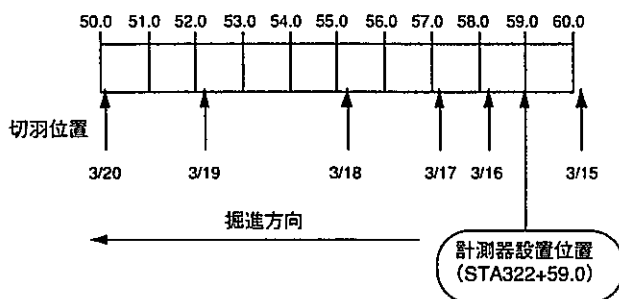


図-1.2.1.5 STA322+59.0 施工状況および計測位置

(4) 地山特性曲線の算出

トンネルの掘削解析に3次元的支持効果を実用的に2次元解析に取り込むために、ここでは応力解放法を用いる。既往の研究³⁾と同様に、解析対象位置の諸条件(岩盤物性、初期応力、掘削径等)を考慮した軸対称解析を実施して、その結果得られる岩盤壁面の変位量から地山特性曲線を設定する。

a)解析モデル

円形トンネルの掘削問題を考える。

解析モデルは10D×5Dとした。(D:掘削径)

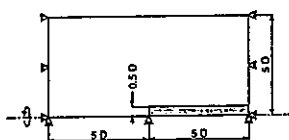


図-1.2.1.6 解析モデル概念図

b)解析ケース

解析は、STA329+38.0(緑色片岩)、STA322+59.0(蛇紋岩)を対象とした2ケースを実施した。また、岩盤の応力～ひずみ関係は完全弾塑性と仮定した。

c)岩盤物性値

解析に用いる岩盤物性値は、室内試験結果、孔内載荷試験結果、設計値を参考に以下のとおり設定した。

CASE 1 : STA329+38.0 (地質:緑色片岩)

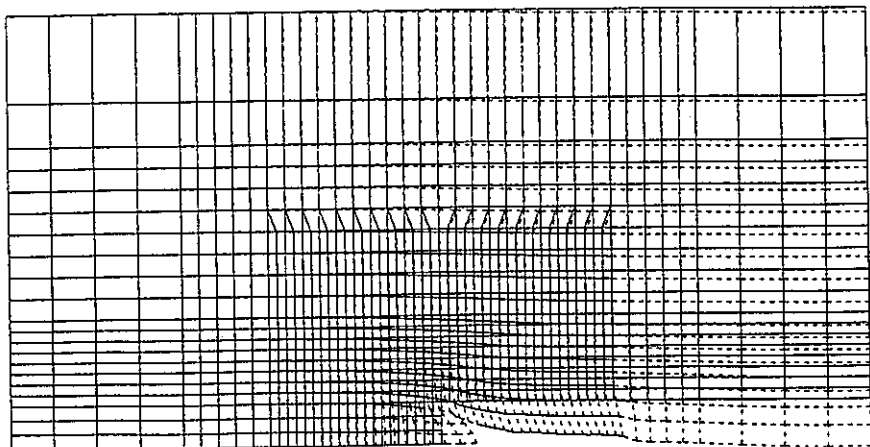


圖-1.2.1.9 變位圖 (CASE 2 : 切羽到達時)

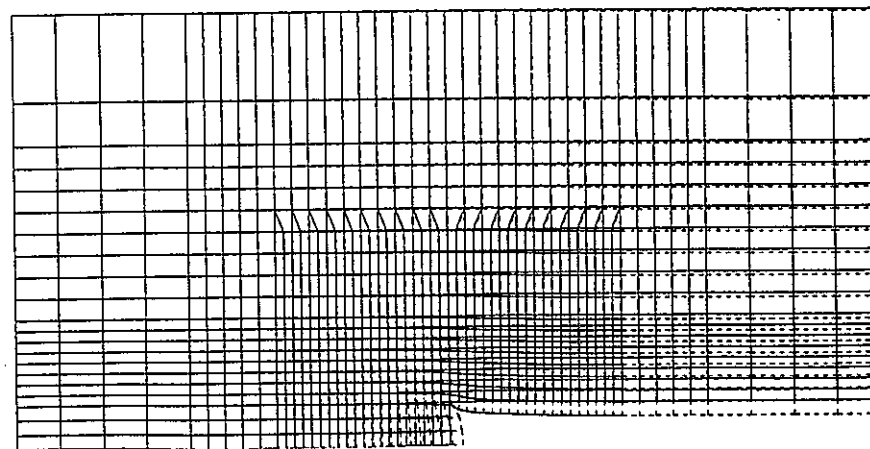


圖-1.2.1.7 變位圖 (CASE 1 : 切羽到達時)

1-5

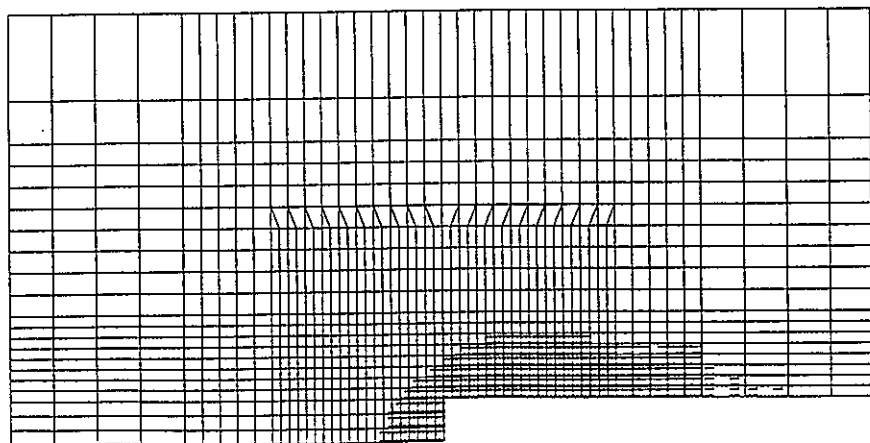


圖-1.2.1.10 塑性域圖 (CASE 2 : 切羽到達時)

SCALE
 STRUCTURE 4.61 (M)
 DISPLACEMENT 38.4 (CM)

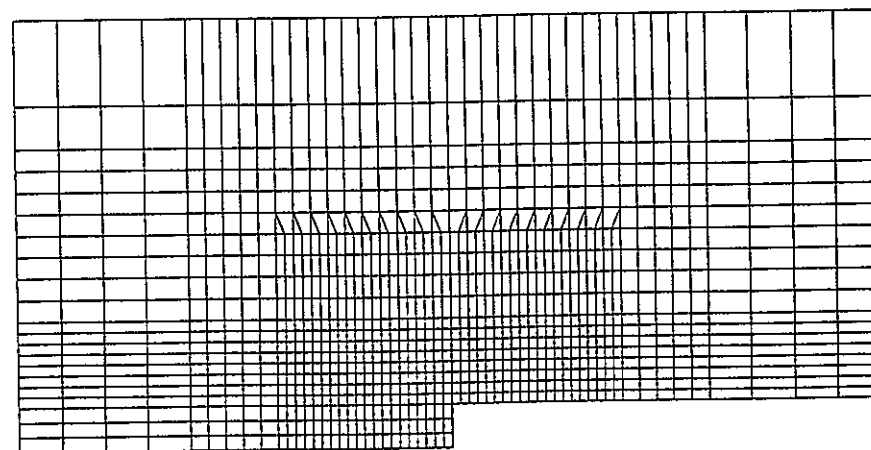


圖-1.2.1.8 塑性域圖 (CASE 1 : 切羽到達時)

SCALE
 STRUCTURE 4.61 (M)
 DISPLACEMENT 1.00 (CM)

- ・変形係数D (tf/m²) : 130000 (孔内載荷試験結果) ポアソン比 : 0.23 (設計値)
- ・粘着力C (tf/m²) : 520 (設計値 : 一軸圧縮強度から推定)
- ・内部摩擦角 ϕ (°) : 43.0 (設計値)
- ・初期応力 (tf/m²) : $\sigma_v = \sigma_h = 75.0$ (土被り圧 = $\gamma \cdot h = 2.5(\text{tf/m}^3) \times 50(\text{m})$)

CASE 2 : STA322+59.0 (蛇紋岩) (地質 : 蛇紋岩 (葉片状が70%, 粘土状が30%))

- ・変形係数D (tf/m²) : 18000 (孔内載荷試験結果) ポアソン比 : 0.35 (設計値)
- ・粘着力C (tf/m²) : 33 (設計値 : 一軸圧縮強度から推定)
- ・内部摩擦角 ϕ (°) : 15.0 (設計値)
- ・初期応力 (tf/m²) : $\sigma_v = \sigma_h = 336.0$ (土被り圧 = $\gamma \cdot h = 2.4(\text{tf/m}^3) \times 140(\text{m})$)

d)解析ステージ

解析は最初に初期応力を設定し、検討位置の-2Dから+2Dまでは0.1D、+2Dから+3Dまでは0.2Dずつ掘削し、計47ステージで掘削を終了するように設定した。(Dは上半断面積53.76m²を等価円で示した時の直径 : 8.30m)

e)解析結果

解析結果として、検討位置での切羽到達時の変位図、塑性域図を示す(図-1.2.1.7~10)これから、CASE1が切羽到達時には、岩盤周辺には塑性域が発生していないのに対して、CASE2では切羽前方および坑道壁面奥行き方向の約0.7D程度の範囲まで塑性化している。図-1.2.1.11に解析結果から作成した地山特性曲線を示す。

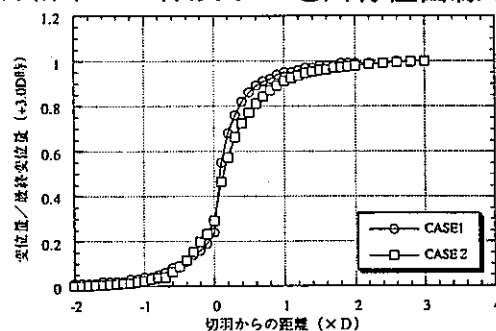


図-1.2.1.11 地山特性曲線 (軸対称解析結果)

これから、地山特性曲線は、CASE 1と比較して、CASE 2の方が、切羽到達後(切羽からの距離0.0D~+3.0D)にその曲線がなだらかな性状をしている。

(5) 平面ひずみ掘削解析

a)岩盤のモデル化

岩盤のモデル化では、葉片状、粘土状蛇紋岩の分布状況が判断できるような、切羽観察図、ボーリングデータが得られていないことから、今回の解析では葉片状、粘土状蛇紋岩を一つの物性値で評価することとした。

b)解析用物性値の設定

解析用物性値の設定では、室内試験(一軸、三軸圧縮試験)、原位置試験(孔内載荷試験)結果、設計値を参考にした。表-1.2.1.2に解析物性値を示す。

表-1.2.1.2 解析用岩盤物性値

	CASE 1	CASE 2	備考
変形係数 (t/m ²)	130,000	18000	孔内載荷試験結果
ポアソン比	0.23	0.35	設計値
粘着力 (t/m ²)	520.0	33.0	設計値：一軸圧縮強度から推定
内部摩擦角 (°)	43.0	15.0	設計値
初期応力 (t/m ²)	75.0	336.0	土被り相当圧、側圧係数1.0

ここで、今回の解析では、岩盤の応力～ひずみ関係を完弾塑性としている。また、図-1.2.1.12に示すように、掘削時に破壊基準を越えた応力状態である要素を破壊基準線上の応力状態となるように、繰返し計算を実施して要素の応力を解放する。また、今回の解析では、岩盤の破壊に伴う変形係数の変化は考慮していない。

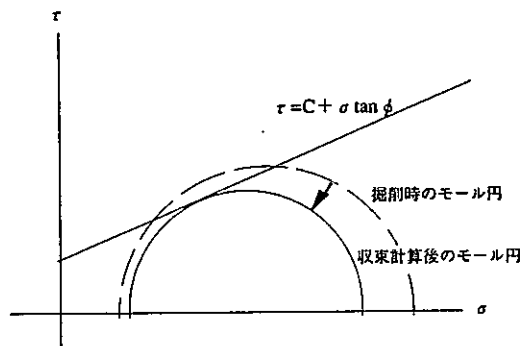


図-1.2.1.12 弾塑性解析における岩盤応力の解放

CASE 1、CASE 2 の検討対象位置での、実際の施工時に採用された支保材料および物性値を表-1.2.1.3に整理する。

表-1.2.1.3 解析用支保材料物性値

CASE 1	弾性係数 E(t/m ²)	断面積 A (m ²)	断面 2 次モーメント I (m ⁴)	備考
鋼製支保	2.10E+07	4.01E-03	1.64E-05	H-150@1.0m
吹付コンクリート	4.00E+05	0.15	-	t-15cm
ロックボルト	2.10E+07	5.07E-04	-	D25, 上半 4m-15本

CASE 2	弾性係数 E(t/m ²)	断面積 A (m ²)	断面 2 次モーメント I (m ⁴)	備考
鋼製支保	2.10E+07	4.01E-03	1.64E-05	H-150@1.0m
吹付コンクリート	4.00E+05	0.2	-	t-20cm
ロックボルト	2.10E+07	5.07E-04	-	D25, 天端4m-7本、上半片側6m-7本

これから、解析ケース間で、吹付コンクリート厚、ロックボルト本数が異なっている。解析モデルを図-1.2.1.13、14に示す。CASE 1 とCASE 2 では、ロックボルトの配置に応じてトンネル上半部のメッシュ分割が異なっている。

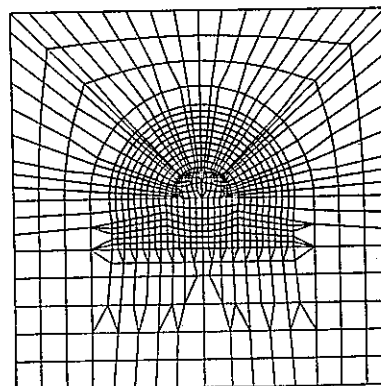
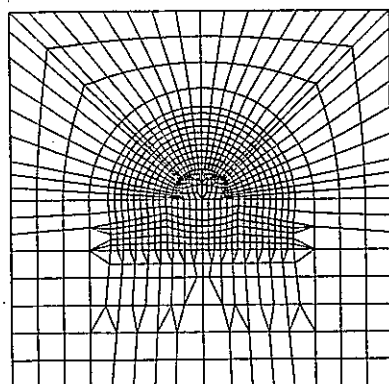


図-1.2.1.13 嵐山トンネル解析モデル (CASE 1) 図-1.2.1.14 嵐山トンネル解析モデル (CASE 2)

c)解析ステージ

解析は、検討位置での計測と実際の施工段階を考慮して、以下のとおり設定した。

CASE 1 : STA329+38.0

①初期応力の設定

トンネル天端位置で、土被り相当の初期応力を設定、側圧係数は1.0と仮定

②上半掘削（切羽位置+0.337D）

図-1.2.1.15に示したように、地山特性曲線から、解放力78.0%を作用させる。

③切羽位置0.5D

支保、吹付コンクリート、ロックボルトを付加した後、解放力8%（0.86-0.78）を作用させる。

④切羽位置1.0D

解放力9.0%（0.95-0.86）を作用させる。

⑤3.0D

解放力5%（1.00-0.95）を作用させる。

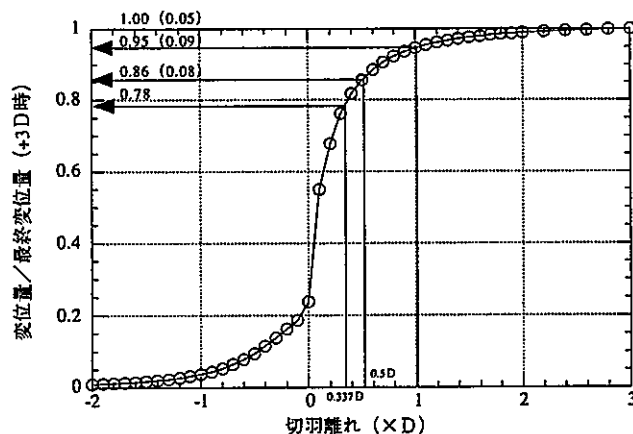


図-1.2.1.15 地山特性曲線 (CASE 1)

CASE 2 : STA322+59.0

①初期応力の設定

トンネル天端位置で、土被り相当の初期応力を設定、側圧係数は1.0と仮定

②上半掘削（切羽位置0.1D）

図-1.2.1.16に示したように、地山特性曲線から、解放力45.8%を作用させる。

③切羽位置0.5D

支保、吹付コンクリート、ロックボルトを付加した後、解放力31.5%（0.773-0.458）を作用させる。

④切羽位置1.0D

解放力13.8%（0.911-0.773）を作用させる。

⑤3.0D

解放力8.9%（1.00-0.911）を作用させる。

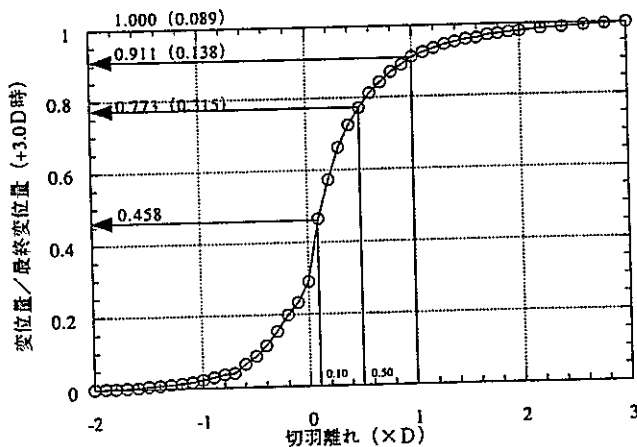


図-1.2.1.16 地山特性曲線 (CASE 2)

d) 解析結果および考察

CASE 1 : STA329+38.0

・ 空洞変形量および塑性領域

図-1.2.1.17に最終状態 (+3.0D到達時) の変位図および塑性領域図を示す。解析結果から、内空変位量が0.54mm (空洞縮小)、天端沈下量が0.56mm (沈下) が得られた。また、塑性領域図から、空洞周辺には塑性領域が発生せず、岩盤の応力状態は弾性範囲という結果を得た。

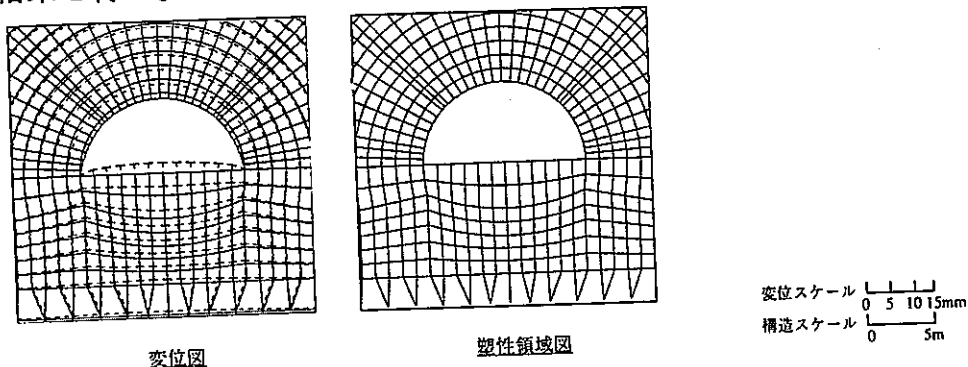


図-1.2.1.17 解析結果 (CASE1)

表-1.2.1.4に内空変位量の計測値と解析値を示す。

表-1.2.1.4 内空変位量比較表 (CASE 1)

	計測値		解析値		備考
	変位量 (mm)	変位量/最終変位量	変位量 (mm)	変位量/最終変位量	
STA329+38.0	1.6	33%	0.20	37%	0.5D到達時
	3.4	69%	0.40	74%	1.0D到達時
	4.9	100%	0.54	100%	3.0D到達時

各施工段階での内空変位量を最終変位量 (+3.0D到達時) で無次元化して比較すると、計測値、解析値で良い一致を示している。これから、解析で設定した、掘削解放率 (地山特性曲線) が適切であったことが分かる。また、天端沈下量は、計測値が得られていないことから、ここでは、比較を実施していない。

図-1.2.1.18に地中変位計測結果および解析結果を示す。

地中変位分布の計測結果から、空洞は左右対称に変形していることが分かる。これか

ら、空洞周辺岩盤は解析で均質岩盤とした仮定が適切であったことが推定できる。また、地中変位量が解析値と計測値の間で差が生じた原因は、空洞変形モードが両者で異なっていたことが考えられる。この変形モードが両者で相違が生じた原因の一つとして、初期応力を解析では等方と仮定しているのに対して、検討対象位置は、土被りが30mと浅く実際は水平応力が卓越していた可能性がある。

図-1.2.1.19にロックボルト軸力計測結果および解析結果を示す。

・吹付コンクリート応力

図-1.2.1.20に吹付けコンクリート応力の計測結果および解析結果を示し、両者を比較検討する。

図から、解析値と比較して計測値の方が発生応力は大きいことが分かる。これは、変位量も同様に、計測値の方が大きいことから理解できる。

発生応力が切羽の進行に応じて増大する傾向は解析と計測で一致している。

・鋼製支保工軸力

図-1.2.1.21に鋼製支保工軸力の計測結果および解析結果を示し、両者を比較検討する。計測値が最終状態で2~7tであるのに対して、解析では14~18tの軸力と大きな値を示している。また、両者共に切羽の進行に応じて軸力が大きくなる傾向は一致しているが、天端→右45→右水平の順に軸力の変化を見ると、解析と計測で逆のモードとなっている。これから、空洞周辺岩盤の実際の変形モードが解析での変形モードと異なっていたことが考えられる。また、発生軸力が計測に比べて解析では小さかった要因として、解析では、掘削解放力の全てが支保工に作用するが、実際には、支保工と地山の間にはなじみがあることから、掘削解放力の全てが支保工に作用しなかったことが考えられる。

以上から、CASE 1では、計測値と解析値を比較した結果、地中変位分布は有限要素法で概ね表現することができた。しかしながら、支保工応力の計測値を解析では評価出来ず、そのモデル化について今後の検討が必要である。

CASE 2 : STA329+38.0

・空洞変形量および塑性領域

図-1.2.1.22に最終状態（+3.0D到達時）の変位図および塑性領域図を示す。解析結果から、内空変位量が90mm（空洞縮小）、天端沈下量が22mm（沈下）が得られた。また、塑性領域図から、空洞周辺の岩盤は床盤および上半肩部には塑性領域が発生している。また、塑性領域の範囲は、上半部で空洞壁面から約2~3m程度である。

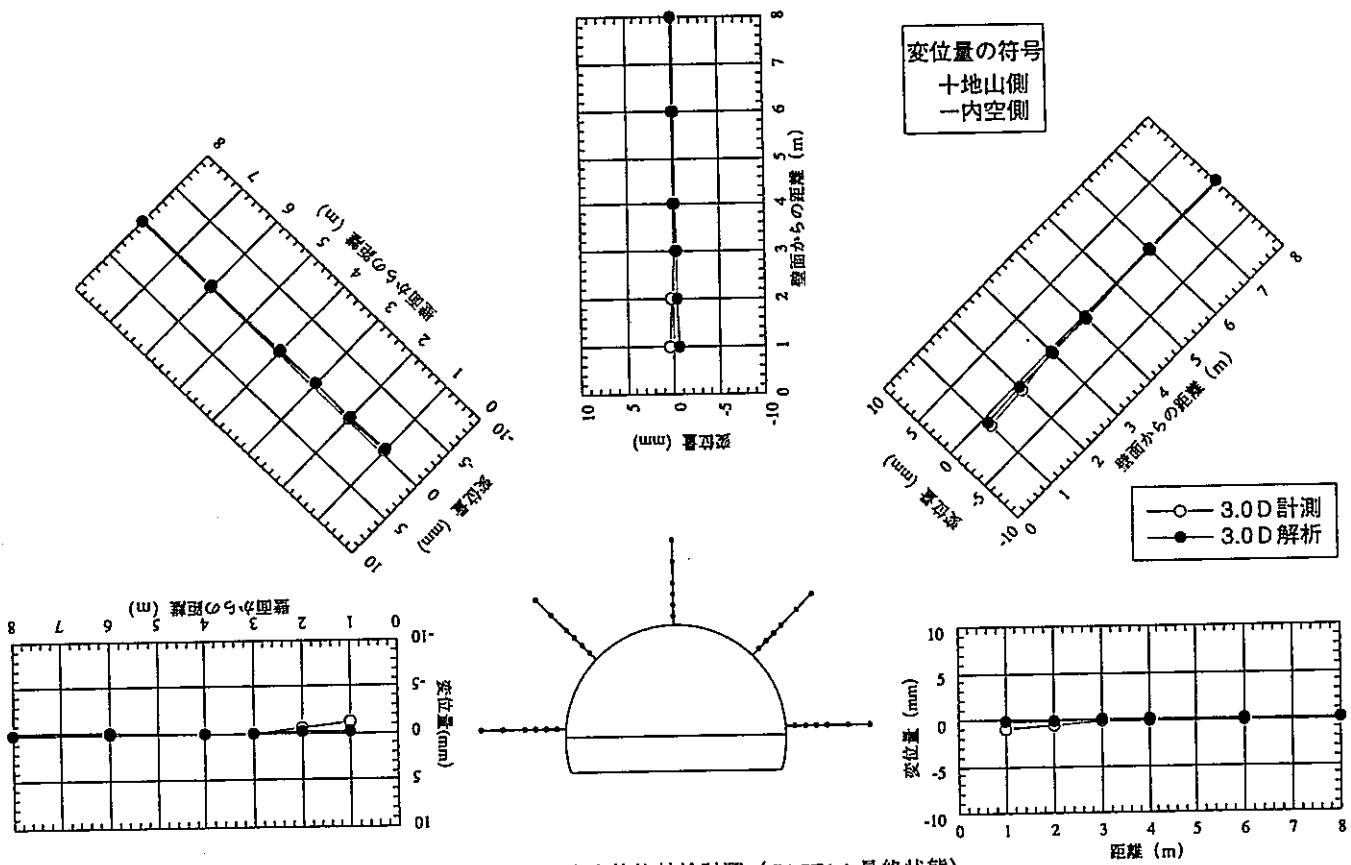


図-1.2.1.18 地中変位比較検討図 (CASE1: 最終状態)

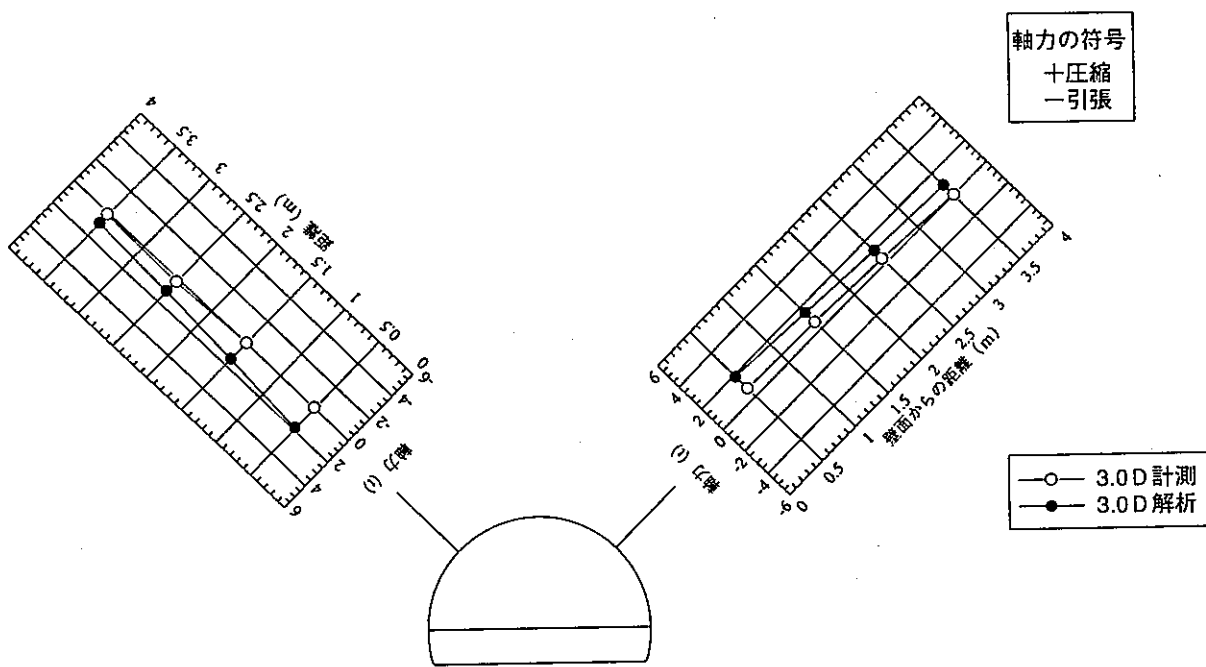


図-1.2.1.19 ロックボルト軸力比較検討図 (CASE1: 最終状態)

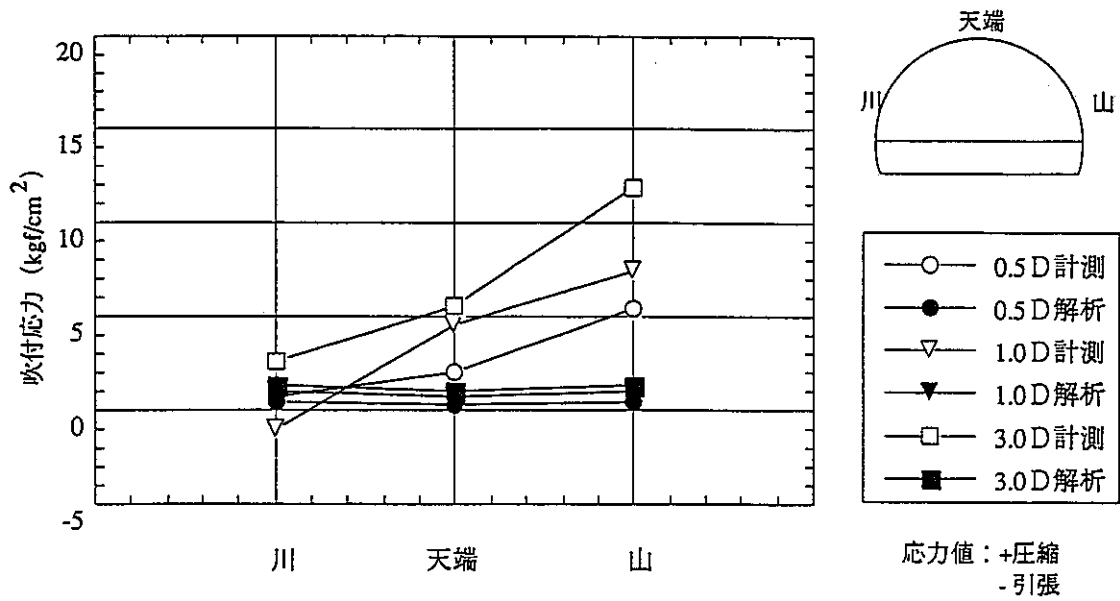


図-1.2.1.20 吹付コンクリート応力 (CASE1: 最終状態)

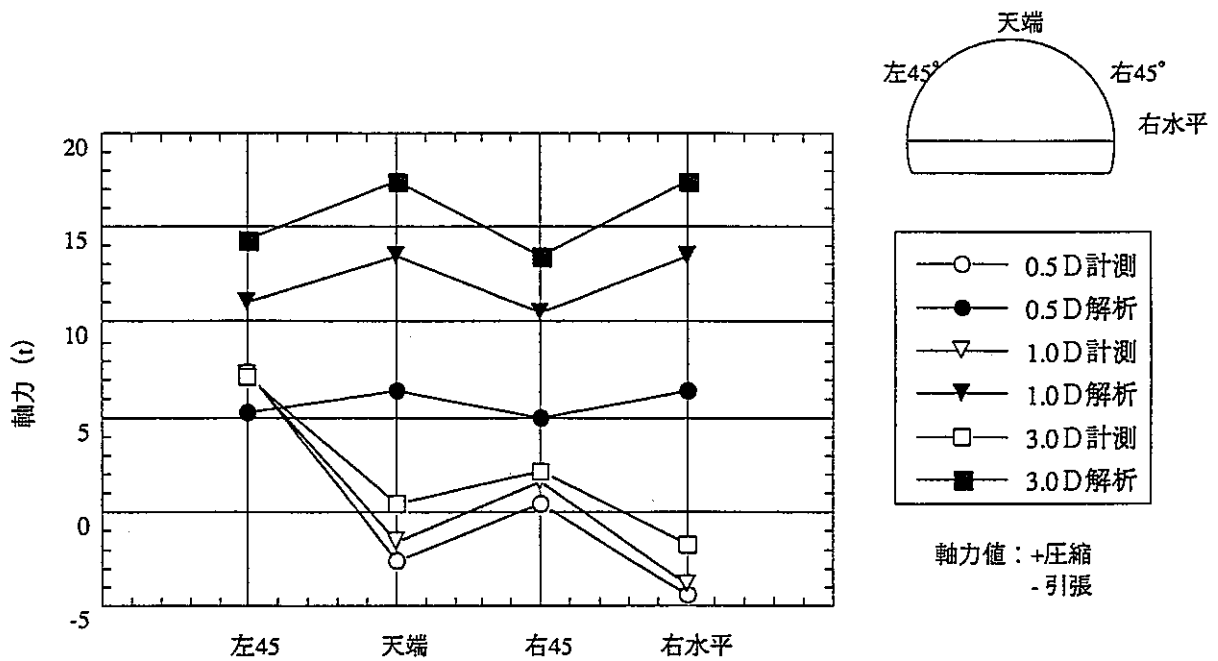


図-1.2.1.21 鋼製支保工軸力図 (CASE1: 最終状態)

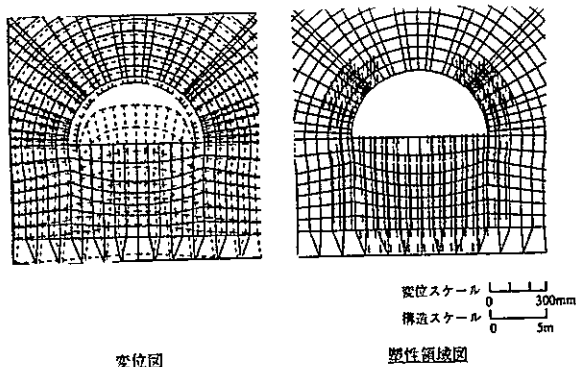


図-1.2.1.22 解析結果 (CASE 2)

表-1.2.1.5に内空変位量の計測値と解析値を示す。

表-1.2.1.5 内空変位量比較表 (CASE 2)

	計測値		解析値		備考
	変位量 (mm)	変位量/最終変位量	変位量 (mm)	変位量/最終変位量	
STA322+59.0	11.6	40%	33.6	37%	0.5D到達時
	20.4	71%	67.2	75%	1.0D到達時
	28.7	100%	90	100%	3.0D到達時

各施工段階での変位量を最終変位量で無次元化した量を比較すると、計測値、解析値で良い一致を示しており、掘削解放力（地山特性曲線）の設定が適切であったことが分かる。また、天端沈下量は、計測値が得られていないことから、ここでは、比較を実施していない。

・地中変位計測結果

図-1.2.1.23に地中変位計測結果および解析結果を示す。

地中変位分布の計測結果から、空洞の変形は壁面位置によって大きく異なっていることが分かる。これから、解析で空洞周辺岩盤を均質とした仮定が不適切であったことが推定できる。また、解析と計測の間で地中変位量に差が生じた原因としては、岩盤物性値（変形特性）の過小評価および、空洞周辺岩盤の地質条件と解析モデルでの地質条件の不一致、初期応力値の過大評価の3つが考えられる。

・ロックボルト軸力

図-1.2.1.24にロックボルト軸力計測結果および解析結果を示す。これから、地中変位と同様に、解析と計測で大きな差が生じている。特に、解析では非常に大きな軸力（50t程度）が発生している。しかしながら、実際には左水平の一部に約40tの軸力が発生しているが、全体的には10t未満の軸力である。

・吹付コンクリート応力

図-1.2.1.25に吹付けコンクリート応力の計測結果および解析結果を示し、両者を比較検討する。

図から、解析値と比較して計測値の方が発生応力は大きいことが分かる。また、発生応力が切羽の進行に応じて増大する傾向は解析と計測で一致している。

・鋼製支保工軸力

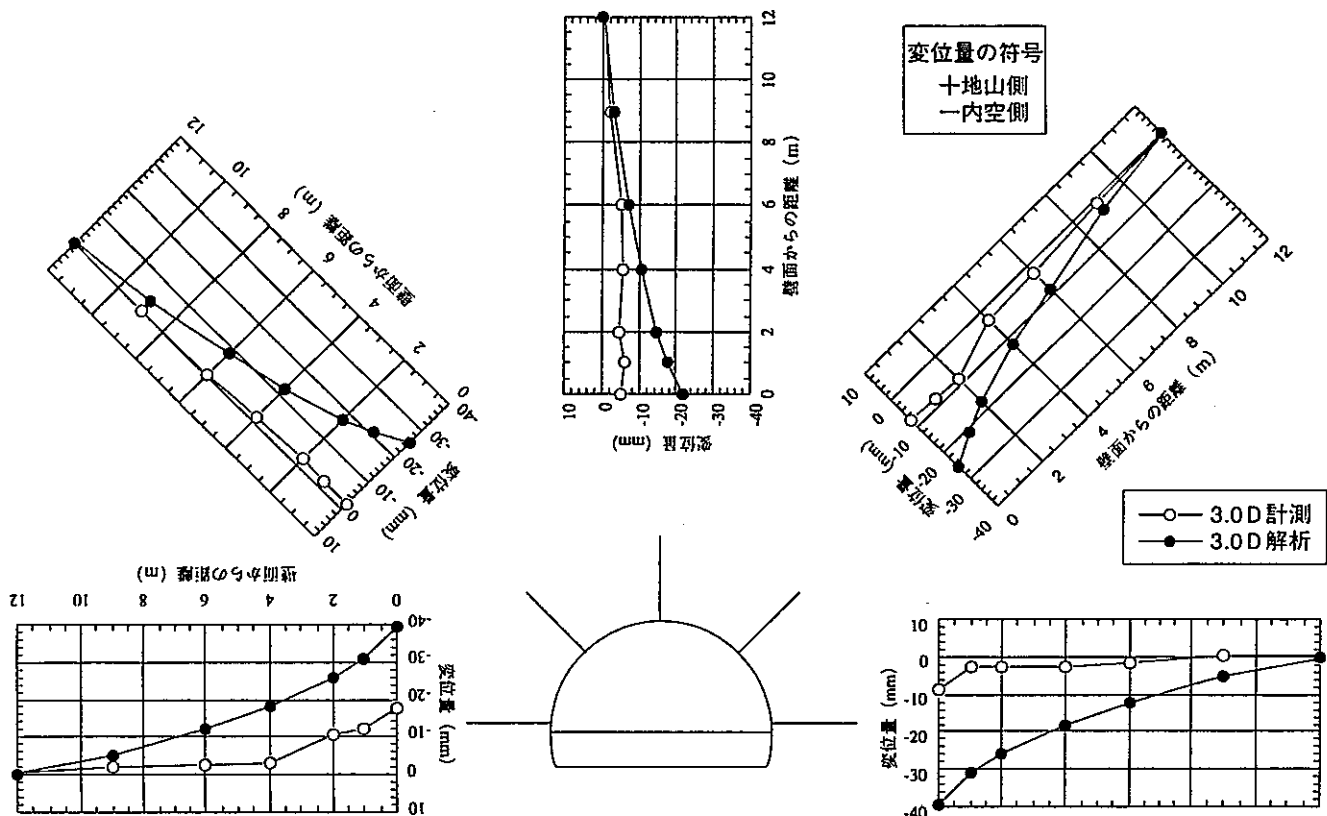


図-1.2.1.23 地中変位比較検討図 (CASE2: 最終状態)

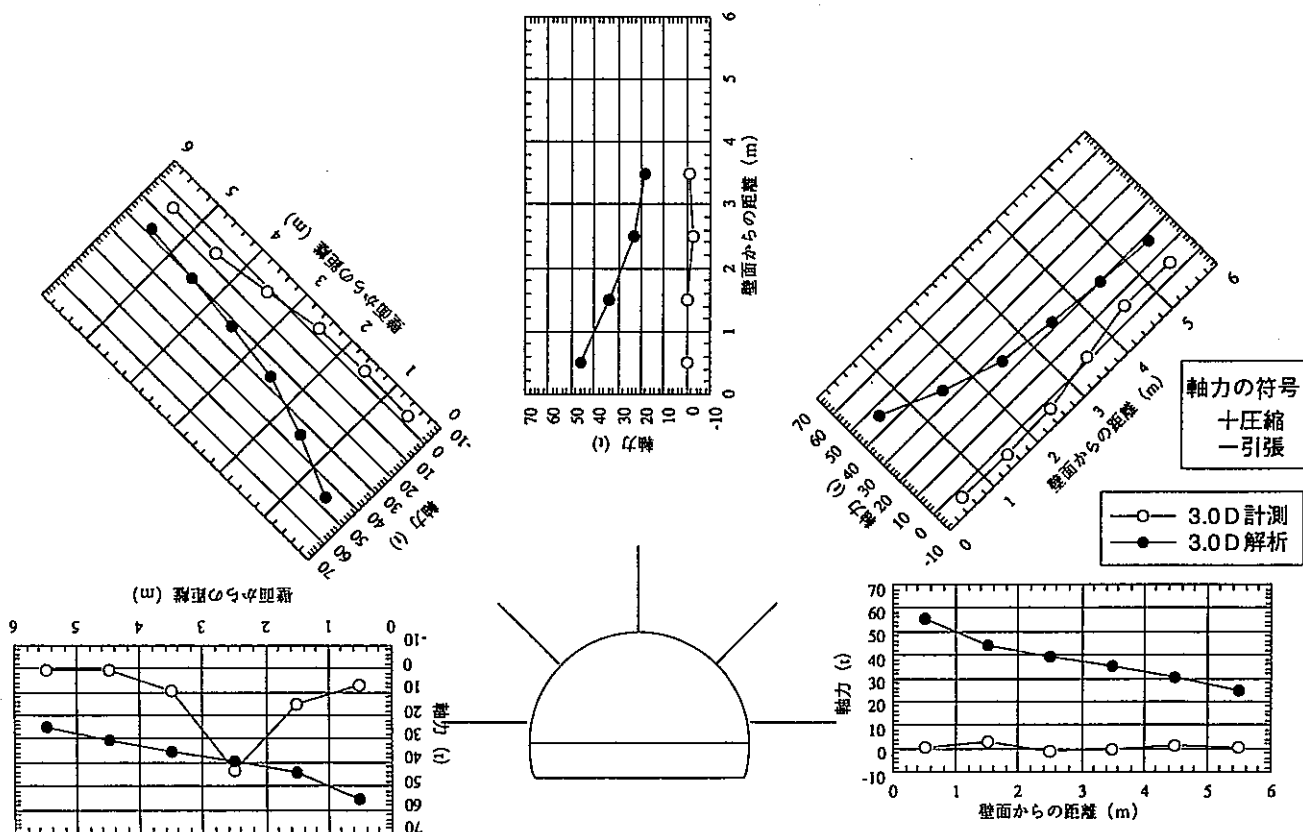


図-1.2.1.24 ロックボルト軸力比較検討図 (CASE2: 最終状態)

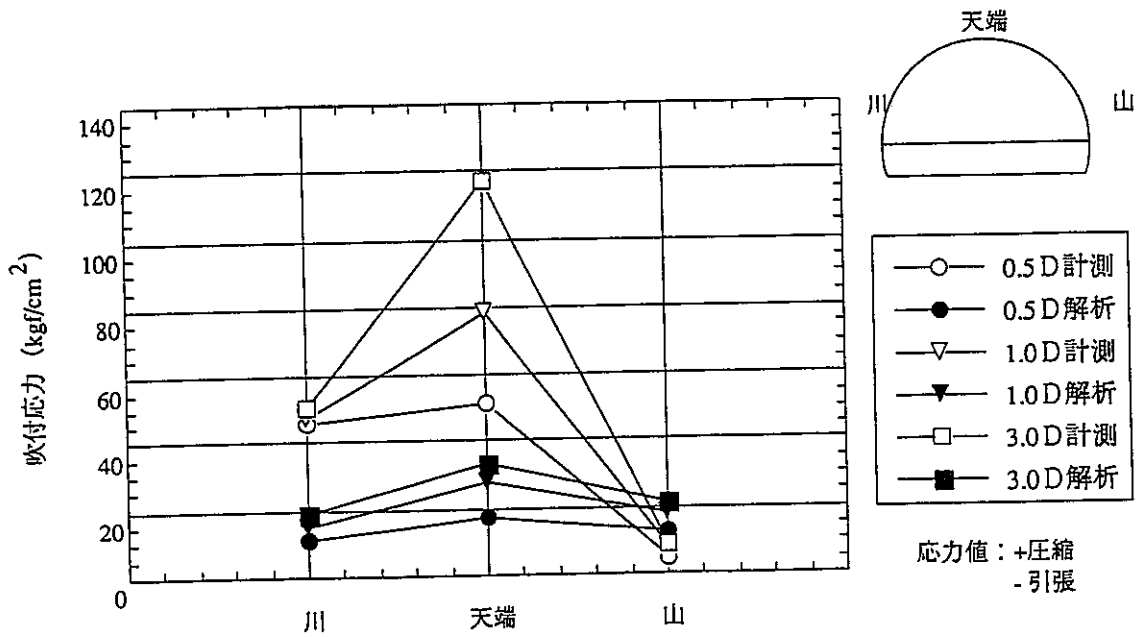


図-1.2.1.25 吹付コンクリート応力 (CASE2: 最終状態)

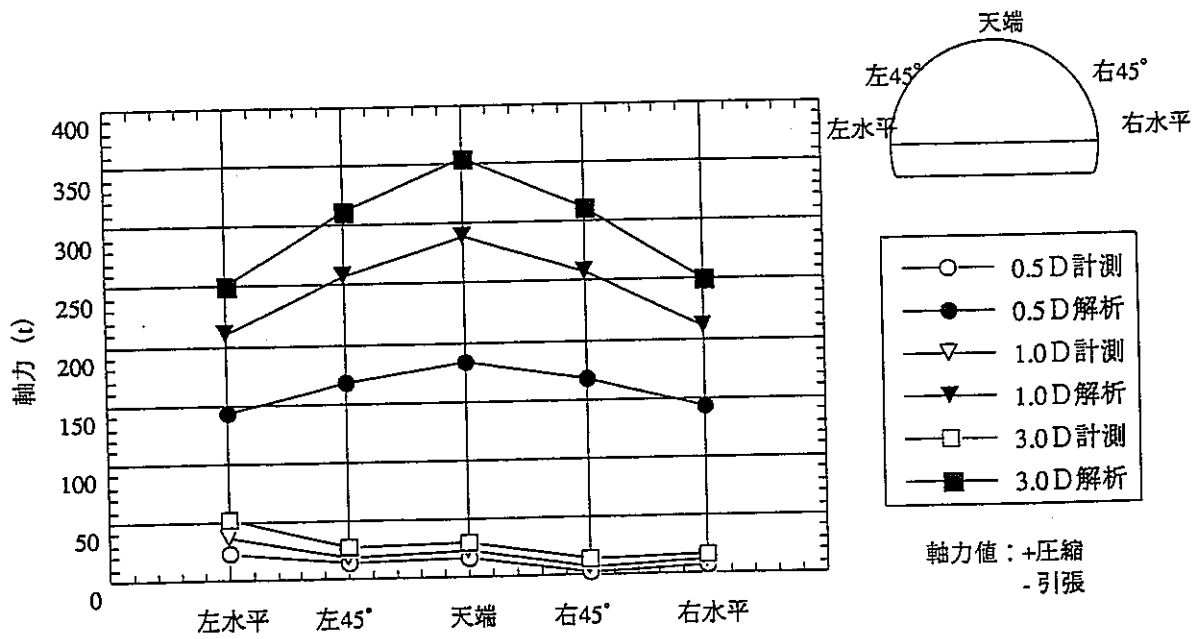


図-1.2.1.26 鋼製支保工軸力図 (CASE2: 最終状態)

図-1.2.1.26に鋼製支保工軸力の計測結果および解析結果を示し、両者を比較検討する。計測値が最終状態で10～60 tであるのに対して、解析では250～350 tの軸力と大きな値を示している。また、発生軸力が計測に比べて解析では小さかった要因として、解析では、掘削解放力の全てが支保工に作用するが、実際には、支保工と地山の間にはなじみがあるため、掘削解放力の全てが支保工に作用しなかったことが考えられる。

以上から、CASE 2では、有限要素法による解析結果は計測値を表現することができていないことが分かる。その原因としては、

- ・岩盤物性値（変形特性）の過小評価
- ・空洞周辺岩盤の地質条件と解析モデルでの地質条件の不一致
- ・初期応力値の評価の誤り

の3つが考えられる。

このように、解析結果が計測値を評価可能であるかは、設計手法（解析手法）とその入力値（物性値、地質条件のモデル化、初期応力値 等）の両者に依存しており、この結果から有限要素法による設計手法が深部地下空洞の設計手法に適切であるか不適切であるかといった評価は不可能である。

(6) まとめ

事例解析（今年度分を含めて5ケース）の条件および結果を表-1.2.1.6に整理する。

・NF(II,III)

解析物性は、室内三軸圧縮試験結果から評価しているが検討対象位置の試験結果ではなく、同岩種での結果を流用している。地質状況のモデル化では情報が無いために均質岩盤とした。また、考察に用いた計測データの詳細（計測場所、計測日時等）は不明であった。その結果、解析値は計測値を評価することができなかった。これは、岩盤物性およびモデル化が不適切であったこと、計測値に掘削影響の他に長期変形（蛇紋岩の膨張変形）の影響が含まれていることが原因と考えられる。

したがって、これらの検討は解析入力値および考察に用いた計測値の両者に問題があり、解析手法（有限要素法によるひずみ軟化、ダイラタンシーの評価）が設計手法として適切であったか否かといった判断をすることはできない。

・NF(IV)

解析物性は、解析検討対象位置の近傍で実施した孔内載荷試験および室内三軸圧縮試験から評価した。地質状況はボーリングデータから詳細にモデル化した。考察に用いる計測データもその詳細が明らかであり、解析に用いた地山特性曲線の設定においても地上からのトリベックによる計測によって検証した。また、問題を掘削初期の空洞周辺岩盤の変形挙動に着目するため、検討対象を上半部の掘削問題のみとした。

表-1.2.1.6 ニアフィールド 事例解析一覧

	NF (II,III)		NF (IV)	NF (V)	
岩盤のモデル化	均質地盤を仮定		地表面からのボーリングデータから作成	均質地盤を仮定	
岩盤物性値	変形特性：室内三軸圧縮試験 強度特性：室内三軸圧縮試験		変形特性：孔内載荷試験 強度特性：室内三軸圧縮試験	変形特性：孔内載荷試験 強度特性：室内三軸圧縮試験	
初期応力	土被り相当圧（等方）		土被り相当圧（等方）	土被り相当圧（等方）	
地山強度比 (入力物性値で算出)	蛇紋岩 0.86	蛇紋岩 0.86	蛇紋岩 0.6	片岩 6.0	蛇紋岩 0.5
計測データ	詳細不明		計測開始日、掘削進行の詳細データ有り	計測開始日、掘削進行の詳細データ有り	
解析手法	ひずみ軟化 を考慮	ダイラタンシー を考慮	弾性・完全弾塑性	完全弾塑性	
事例解析の結果	×	×	○	○	×
備考	両者ともに、物性の設定が不適切である。クリープ的な挙動までを平面ひずみ解析で評価することに問題がある。計測データから岩盤の変形係数を算出してみると、この研究で用いた解析値は、不適切（変形係数が実際よりも大きく評価）である。		概ね、解析値は計測値を表現できている。解析対象位置の地質状況、岩盤物性値、の設定が原位置を十分にモデル化できてたためであろう。	概ね解析値は計測値を表現できている。岩盤のモデル化で均質地盤を仮定したが、これが現実と合致していたためであろう。	解析は、計測値を表現できていない。岩盤のモデル化岩盤物性、初期応力の設定に実際との相違が存在しているためであろう

解析で得た地中変位、内空変位およびロックボルト軸力等は計測結果を十分に評価できるものであった。

・NF(V)

解析物性は、解析検討対象位置と同種岩盤で実施した孔内載荷試験および室内三軸圧縮試験から評価した。地質状況は、切羽観察結果およびボーリングデータ等が無いことから均質地盤を仮定した。考察に用いる計測データはその詳細が明らかであった。

その結果、CASE 1（緑色片岩）では、地中変位計測と解析結果は概ね良い相関を示した。これは、解析において検討対象位置の地盤のモデル化および物性の評価、初期応力の仮定が実際と一致していたことが推定できる。しかしながら、内空変位量の大きさや地中変位のうち天端変位量から判断すると初期応力を等方応力とした仮定は実際と異なる可能性がある。一方、CASE 2（蛇紋岩）では、解析と計測は大きく異なっており、地盤のモデル化および物性の評価、初期応力の設定等に大きな相違があるものと考えられる。

ニアフィールドの応力評価手法の研究において実施した事例解析のうち、実現象を評価できたものが2ケース、評価できなかったものが3ケースであった。実現象を評価できなかった3ケースは、入力データとなる岩盤物性、初期応力値、解析モデル（地質状況）、考察に用いる計測データの把握等に問題があった。一方、これらの条件が満足されたNF (IV) では、有限要素法を用いて掘削に伴う空洞周辺の岩盤挙動を評価可能であった。

以上から、深部地下空洞の設計手法として有限要素法が有用か否かといった議論は、その入力値およびその評価に用いる計測値の信頼性に依存しており、これまでの検討結果からだけでは判断不可能である。しかしながら、事例解析といった限られた条件の範囲でならば、入力データおよび考察に用いる計測データを適切に評価できている場合には設計手法として有限要素法は有用であると判断できる。

1.2.2 評価に必要な物性値の整理

2次とりまとめに向けて、地質環境モデルの構築および地層処分システムの詳細仕様を検討するためには、地下深部の岩盤物性データが必要である。1次とりまとめでは、我が国の岩石物性に関する文献調査³⁾が実施され、総計3671のデータが収集・整理されている。しかしながら、岩石物性のうち、供試体の採取深度が明らかなもの451件（全体の約12.3%）、そのうち、200m以深のものが180件（全体の4.9%）である。また、処分場空洞の安定性評価に必要とされる、岩石の変形・強度特性に関するデータは2件のみである。

ここでは、以下の資料から岩盤深部（200m以深）で得られた岩石試料の変形・強度特性データを収集し、特に物性値の深度依存性について調査した。

- ・過去の委託研究成果
- ・地下発電所工事での工事記録
- ・既存の公開データベース

(1) 過去の委託研究

過去の委託研究のうち、

- ・PNC ZJ4449 89-006 結晶質岩における地下研究施設 (I) の基本設計
- ・PNC ZJ4449 89-007 結晶質岩における地下研究施設 (II) の基本設計

では、人形峠、釜石鉱山の2地点の地下深部（地表面下約300～1000m）で採取した岩石試料（花崗岩）の室内試験から岩石の変形・強度特性を整理している。

人形峠、釜石鉱山の岩石物性を整理した結果を表-1.2.2.1、2に整理する。

表-1.2.2.1 人形峠深部岩石物性一覧

採取深度 (m)	一軸圧縮強度 (kgf/cm ²)	弾性係数 ×10E5 (kgf/cm ²)	ポアソン比	粘着力 (kgf/cm ²)	内部摩擦角 (°)
280	1790	5.30	0.34	313	52.4
280	1830	6.20	0.42		
500	1640	7.10	0.42	279	55.2
500	1760	6.60	0.4		
1000	3080	8.80	0.32	491	53.3
1000	2730	8.60	0.38		

表-1.2.2.2 釜石鉱山深部岩石物性一覧

採取深度 (m)	一軸圧縮強度 (kgf/cm ²)	弾性係数 ×10E5 (kgf/cm ²)	ポアソン比	粘着力 (kgf/cm ²)	内部摩擦角 (°)
250	1710	6.20	0.26	236	54.9
250	1400	5.07	0.24		
450	1620	5.09	0.21	245	54
450	1610	5.15	0.28		
650	1760	5.53	0.25		
650	1990	6.47	0.27	238	56.2

岩石物性（一軸圧縮強度、弾性係数、粘着力、内部摩擦角）と深度の関係を図-1.2.2.1~4に示す。ここで、岩石の殆どが花崗岩であるが、深度1000mのみ閃緑岩である。

委託研究成果から花崗岩類の物性と深度の関係を整理した結果、明確な深度依存性は確認できなかった。また、花崗岩類の物性は深度による相違よりも花崗岩から花崗閃緑岩と変化する影響の方が大きいことが分かる。

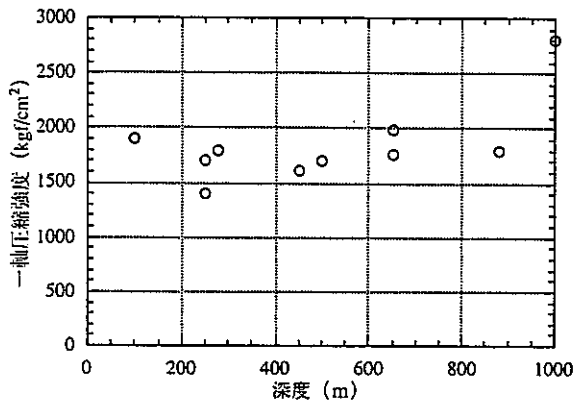


図-1.2.2.1 一軸圧縮強度～深度関係

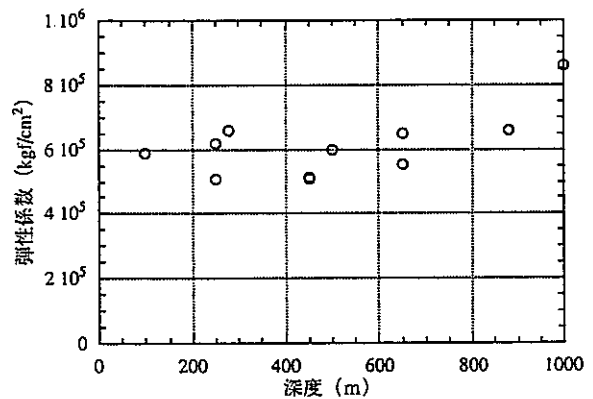


図-1.2.2.2 弾性係数～深度関係

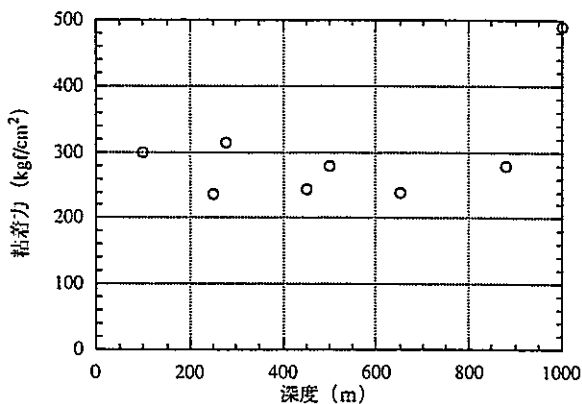


図-1.2.2.3 粘着力～深度関係

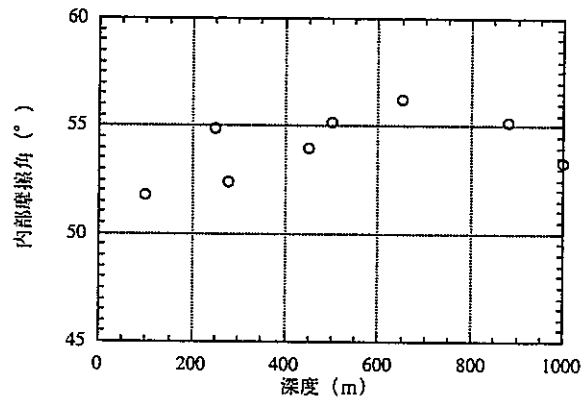


図-1.2.2.4 内部摩擦角～深度関係

(2) 地下発電所工事記録

地下発電所空洞の規模は、揚水式 (H = 50m, W = 25m)、一般水力 (H = 30m, W = 20m) と、一般の道路トンネル (通常掘削面積70m²) と比べて非常に大きく、設計においては空洞自体の安定性を施工時及び完成後の将来に渡って確保するために詳細な調査試験が数多く実施されている。ここでは、地下深部岩石・岩盤の物性を過去の地下発電所工事記録から整理する。

a) 検討方法

日本には、現在約40地点の地下発電所があり、その約半数が一般水力発電所、残りの半数が揚水式発電所である。今回、電力土木 (雑誌) および、土木学会図書館所蔵の工事資料によってその約半数の19地点でのデータを収集した。

その内容を表-1.2.2.3に示す文献調査表に整理した。(文献調査表は資料集にまとめる)

表-1.2.2.3 文献調査表

発電所名			
発電所規模		岩盤物性	
岩石物性		その他	
		参考文献	

2) 調査結果

地下発電所に関する調査を実施した結果、日本にある地下発電所の約半数の19地点のデータを取得した。発電所で取得したデータの有無を表-1.2.2.4に示す。

表-1.2.2.4 地下発電所岩石・岩盤物性調査結果

発電所名	岩石物性		岩盤物性		その他		岩質	土盛り
	変形特性	強度特性	変形特性	強度特性	クレープ係数	初期応力		
高見	×	×	○	○	○	○	輝緑凝灰岩	210m
第二沼沢	○	○	○	○	○	○	流紋岩	160m
下郷	×	×	○	○	○	○	閃緑岩	100m
蛇尾川	○	○	○	○	×	○	流紋岩	200m
今市	○	○	○	○	○	○	角れき岩	400m
木曾	×	×	○	×	○	×	花崗岩	220m
玉原	×	×	○	○	○	○	流紋岩質角れき岩	300m
新高瀬川	○	○	○	○	○	○	花崗岩	110m
有峰第三	×	×	○	○	○	○	花崗岩	62m
馬瀬川第一	×	×	○	○	○	○	石英斑岩	117m
奥多々良木	○	○	○	○	○	○	角れき凝灰岩・流紋岩	200m
大河内	○	○	○	○	○	○	ひん岩	280m
保野川	○	○	○	○	○	○	花崗岩・ひん岩	400m
伊奈川第二	○	○	○	○	○	○	花崗岩	200m
奥吉野	×	×	○	○	○	○	頁岩・砂岩	200m
本川	○	○	○	○	○	○	黒色片岩	270m
南原	○	○	○	○	○	○	花崗岩	200m
太平	×	×	○	○	○	○	砂岩	280m
葛野川	×	○	○	○	○	○	砂岩泥岩	500m

上表から分かるように、地下発電所では岩盤物性が岩石物性よりも多く報告されていることから、ここでは岩盤物性の深度依存性について整理する。

地下発電所の設置岩盤として多くの事例がある、流紋岩と花崗岩の岩盤物性データ（変形係数）と深度の関係を図-1.2.2.5、6に示す。

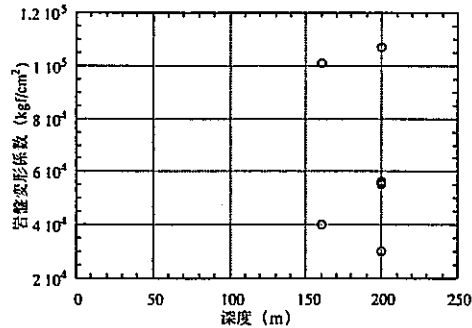
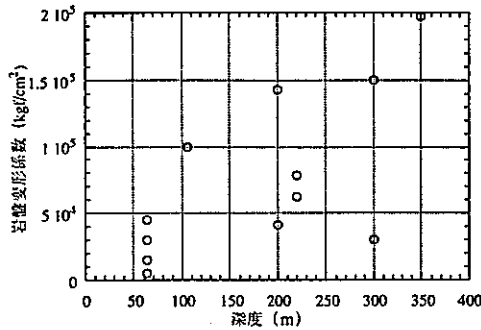


図-1.2.2.5 岩盤変形係数～深度関係（花崗岩） 図-1.2.2.6 岩盤変形係数～深度関係（流紋岩）

岩盤物性（岩盤変形係数）を整理した結果、明確な深度依存性を確認することができなかった。また、同一深度（同一試掘坑道内）であっても、試験場所の相違（岩質の相違）によって、岩盤物性が大きく異なっていることが分かる。

(3) 既存データベースの利用

地質および地盤に関する文献データベースは、公的なものから私的なものまで種々存在している。一般に利用可能な我が国の文献データベースには表-1.2.3.5に示すものが挙げられる。

表-1.2.2.5 代表的な文献データベース⁵⁾

名 称	提供機関・担当部署	提供情報	提供方法	備 考
		1)対象分野、2)提供項目 3)対象年、4)登録件数		
A 日本地質文献データベース GEOLIS	建設省工業技術院地質調査所地質情報センター	1)地質学関係 2)目録 3)1983年～現在 4)約15万件収録済	1)「日本地質文献目録」の発行(年刊) 2)フロッピーディスク(FD版)の発行配布(実費)	・日本および周辺地域を対象とした日本人の執筆による文献 ・検索ソフト付き
B 土質工学研究会 調査目次データベース	土質工学会調査部	1)地盤工学研究会 2)目次 3)1990年～現在 4)約4500件	1)FD販売 ¥1000+郵送料	・検索ソフト付き ・このデータベースはNACSISに登録されている
C JICST	科学技術庁科学技術情報センター	1)科学技術会報(国内外) 2)抄録等 3)1975年～現在 4)年間約65万件	1)オンラインサービス(JOIS) ¥160/分+¥20/件+通話料+¥1000/月額(代表例) 2)文庫複写サービス	・全国主要都市に支部あり
D 学術情報センターによる情報検索サービス	文部省大学共同利用機関・学術情報センター(NACSIS)	1)建築・造園・土木・土質等 2)抄録等 3)土質は1990年～現在	1)オンラインサービス ¥50/分+¥13/件+通話料	・利用は大学研究者あるいは関連学会の正会員等に限られる ・JICSTの検索も可
E 土木学会土木図書館 目録データベース	土木学会土木図書館	1)土木図書館蔵書 2)図書・雑誌目録 4)図書22,895冊、雑誌1,267誌	1)オンラインサービス 通話料のみ(モニター期間中)	
F JACIC NET	財団法人建設技術情報総合センター	1)建設関連図書・雑誌案内	1)オンラインサービス ¥200/分+¥1000/年間+通話料	・人事・委任などほか多くの提供情報あり ・請求ソフト別売

以上の文献データベースを用いて、岩盤物性データベースを検索したところ、次の3つのデータベース（データシート）の存在を確認した。

- 1) 岩石物性値データベース・システム (PROCK) 地質調査所⁶⁾
- 2) 地質・地盤データベース (GEOID) 電力中央研究所⁷⁾
- 3) 岩石試験データシート 日本鉱業会^{8) 9)}

(4) まとめ

ここでは、文献調査に基づいて岩石試料の変形・強度特性データを収集し、特に物性値の深度依存性について調査した。その結果、我が国の岩石・岩盤物性データベースについての情報を収集できたが、物性値の深度依存性についての考察は、限られた試料数、岩種でしか行うことができなかった。また、処分場の建設が予定されている地下数100mでの岩石・岩盤物性データについては殆ど取得することができなかった。

今後は、地下数百mの岩石・岩盤物性データの取得と地下深部空洞で予想される周辺岩盤でのひずみ軟化挙動、長期クリープ挙動に関するデータの取得が必要である。

1.2 の参考文献

- 1) トンネルと地下 神居古潭蛇紋岩地帯にトンネルを掘る 道央自動車道嵐山トンネル
Vol.19.1988.6 pp.25-36
- 2) トンネルと地下 神居古潭蛇紋岩地帯にトンネルを掘る 道央自動車道嵐山トンネル その2
Vol.20.5.1989.5 pp.15-23
- 3) PNC TR/GE 92-03 文献調査による我が国の岩石の物理的特性に関するデータ収集
- 4) 電力施設地下構造物の設計と施工 財) 電力土木技術協会編 1986/3
- 5) 土と基礎 1996/12 地盤工学会 地質情報のデータベース化の現状とその利用
- 6) 地質調査所報告 第276号 日本の岩石物性値 1991/3
- 7) 電中研報告 U88072 地質・地盤情報データベース (GEOID) の開発
- 8) 資源と素材 日本鉱業会誌 一軸圧縮試験データシート /98 1128 (82-2)
- 9) 資源と素材 日本鉱業会誌 三軸圧縮試験データシート /102 1182 (86-8)

1.3 空洞変形挙動評価モデルの開発検討

平成6年度は、空洞変形挙動評価モデルの開発検討として岩盤不連続面を取り扱える手法を用いて処分坑道を対象とした掘削解析を実施した。昨年度は手法間の相違の比較を主目的とし、解析結果の解釈が容易なように不連続面の破壊特性を考慮していなかった。今年度は、処分坑道を対象として不連続面の破壊特性を考慮した解析（FEM-JOINT要素、DEM）を実施し、その結果から手法間の相違を比較する。

1.3.1 処分坑道の解析

(1) 解析条件

a) 解析物性値

岩盤基質部の物性値は、昨年度の解析と同様に釜石鉱山の栗橋花崗岩の室内試験結果から表-1.3.1.1のように設定した。

表-1.3.1.1 岩盤基質部解析用物性値¹⁾

	岩盤基質部	備考
変形係数	60000 (MPa)	一軸圧縮試験結果から設定
ポアソン比	0.267	一軸圧縮試験結果から設定
粘着力	37.1 (MPa)	三軸圧縮試験結果から設定
内部摩擦角	45.2°	三軸圧縮試験結果から設定

・岩盤不連続面

せん断剛性は、昨年度の解析と同様に、釜石鉱山の栗橋花崗岩の亀裂特性室内試験結果とBarton²⁾の実験式から、 $k_s=448.2$ (MPa/m) と設定した。

岩盤不連続面のせん断強度は、Bartonの実験式²⁾とMohr-Coulombの破壊基準から粘着力 $c=0.0$ (MPa) 内部摩擦角 $\phi=34.1$ (°) と設定する。

垂直剛性は、昨年度¹⁾の解析と同様に、釜石鉱山の栗橋花崗岩の亀裂特性室内試験結果とBarton³⁾の実験式から、 $k_n=7,613,000$ (MPa/m) と設定した。

今回の解析では、不連続面は引張に抵抗しないと仮定して、引張強度は0.0 (MPa) と設定した。

b) 境界条件

境界条件は、昨年度¹⁾のものと同一とした。拘束条件を図-1.3.1.1に示す。

初期応力は、 $\sigma_h=26.5$ MPa, $\sigma_v=39.7$ MPaとした。

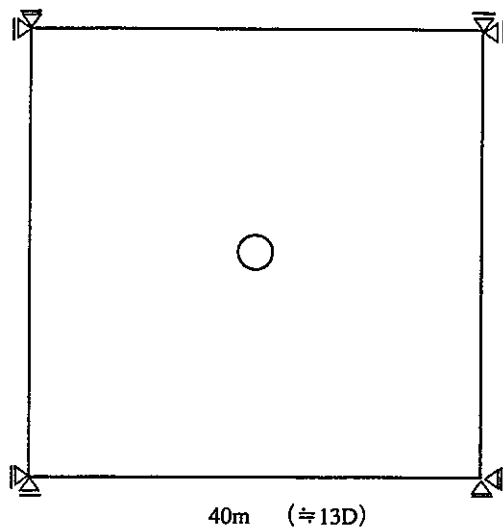


図-1.3.1.1 境界条件

c) 解析モデル

解析モデルは昨年度¹⁾と同様に、釜石鉱山の亀裂情報から作成した格子状に亀裂を配置したモデル、亀裂の主方向およびそのばらつきを考慮して作成したランダムモデルの2つを用いた。処分坑道の掘削径は3.2mと設定した。

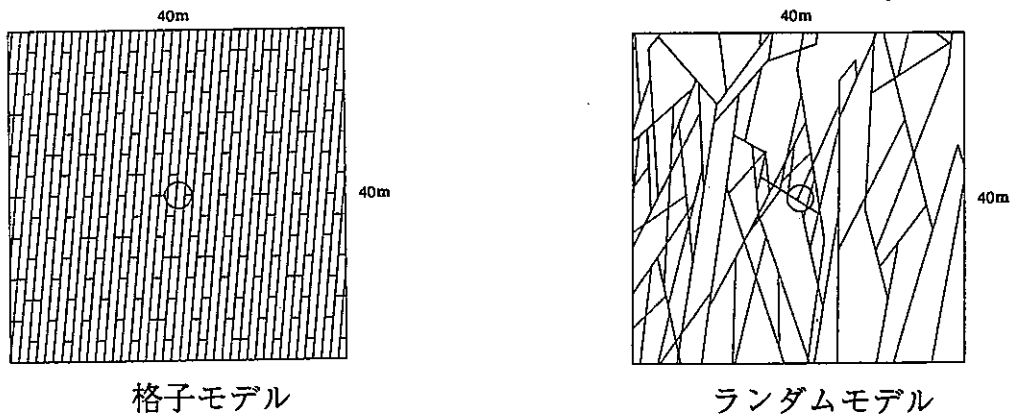


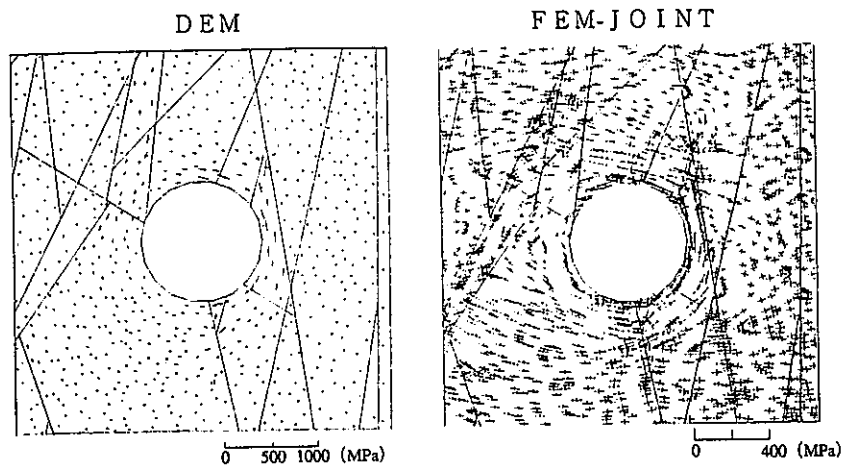
図-1.3.1.2 解析モデル

d) 解析ケース

解析では、2解析手法×2モデル×2物性の8ケースを設定した。表-1.3.1.2に解析ケース一覧を示す。

表-1.3.1.2 解析ケース

		モデル		解析手法		不連続面の強度	
		格子	ランダム	ジョイント要素	個別要素法	せん断	引張+せん断
1	CASE-K-J-S	○		○		○	
2	CASE-K-J-ST	○		○			○
3	CASE-R-J-S		○	○		○	
4	CASE-R-J-ST		○	○			○
5	CASE-K-D-S	○			○	○	
6	CASE-K-D-ST	○			○		○
7	CASE-R-D-S		○		○	○	
8	CASE-R-D-ST		○		○		○

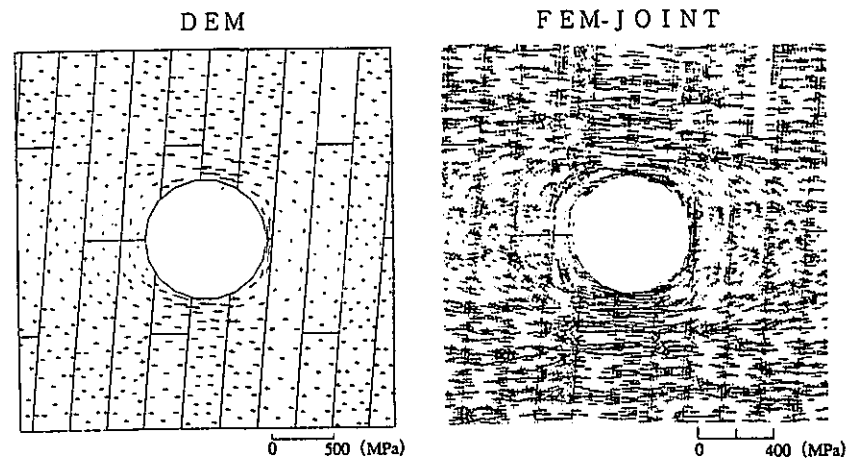


主応力図

変位図

構造スケール 0 1 2 3 (m)

図-1.3.1.4 主応力・変位ベクトル図 (ランダムモデル せん断破壊のみ考慮)

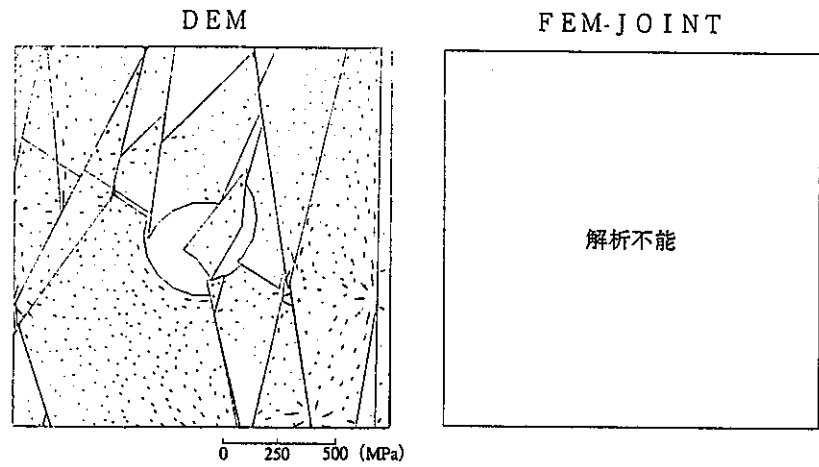


主応力図

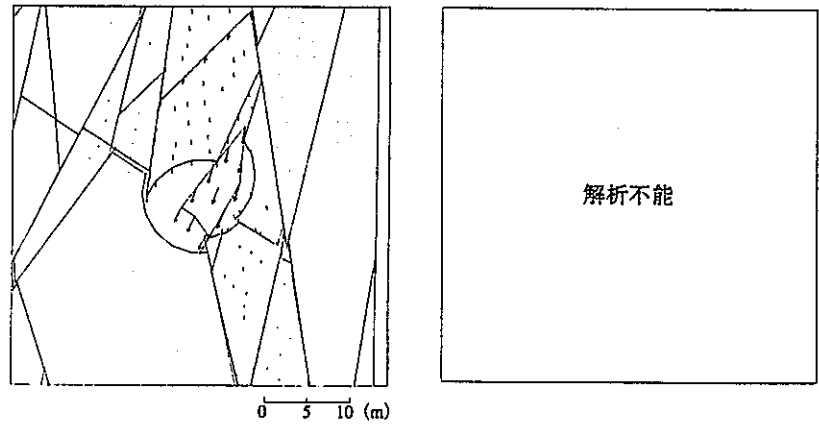
変位図

構造スケール 0 1 2 3 (m)

図-1.3.1.3 主応力・変位ベクトル図 (格子モデル せん断破壊のみ考慮)



主応力図



変位図

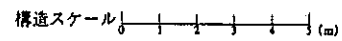
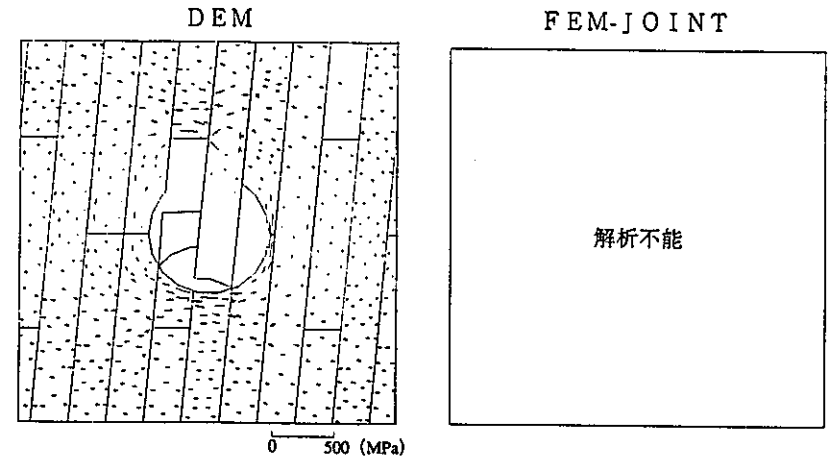
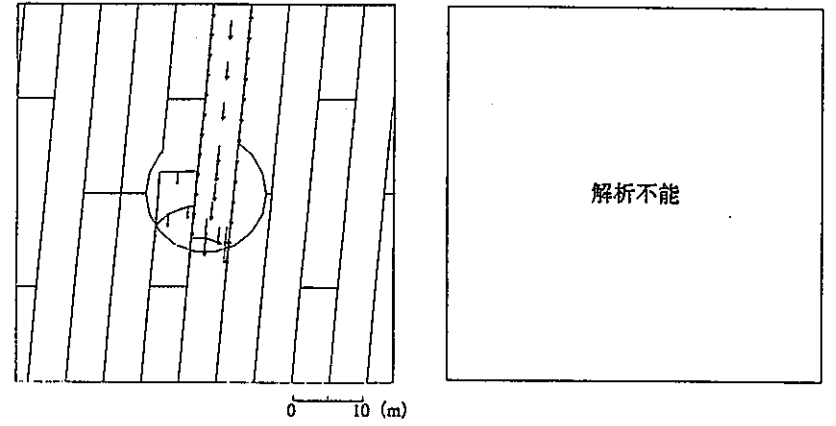


図-1.3.1.6 主応力・変位ベクトル図 (ランダムモデル, せん断・引張破壊考慮)



主応力図



変位図

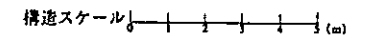


図-1.3.1.5 主応力・変位ベクトル図 (格子モデル, せん断・引張破壊考慮)

(2) 解析結果および考察

最終状態における坑道周辺の変位ベクトル図、主応力分布図から、解析結果の整理および考察を行う。以下において、水平変位量とは坑道左右壁面の水平内空変位量を、垂直変位量とは坑道壁面上下壁面の内空変位量を示す。また、解析プログラムの相違から、手法間で出力図のスケールが一致していない。

a) 解析手法間の相違

- ・不連続面のせん断破壊のみを考慮した場合

(格子モデル)

坑道周辺の主応力・変位ベクトル図を図-1.3.1.3に示す。これから、解析手法間（FEM-DEM）では変形量は異なっているが、その変形モードは概ね一致している。応力分布は、変位ベクトルと同様に解析手法間で良い一致をしている。

(ランダムモデル)

坑道周辺の主応力・変位ベクトル図を図-1.3.1.4に示す。これから、解析手法間（FEM-DEM）で変形量、変形モード共に異なった結果を得た。これは、DEMでは、坑道上部のブロックが抜け出すため、垂直変位量がFEMよりも大きいためである。また、応力分布についても、DEMでは坑道上部の抜け出したブロックで、引張応力の発生が認められる。

- ・不連続面の引張・せん断破壊を考慮した場合

引張破壊およびせん断破壊を考慮した解析を実施した結果、格子、ランダムの両モデルについて、DEMでは解を得たが、FEMでは計算が発散してしまい、解を得ることができなかった。ここでは、DEMの解析結果についてまとめる。

(格子モデル)

坑道周辺の主応力・変位ベクトル図を図-1.3.1.5に示す。これから、引張破壊・せん断破壊を考慮した解析では、坑道上部の岩盤ブロックが不連続面に沿って抜け落ちてしまっている。抜け落ちてしまったブロックは無応力状態となっている。

(ランダムモデル)

坑道周辺の主応力・変位ベクトル図を図-1.3.1.6に示す。これから、引張破壊・せん断破壊を考慮した解析では、格子モデルと同様に、坑道上部の岩盤ブロックが不連続面に沿って抜け落ちてしまい、坑道の上盤、床盤の間の筋交いの

ような状態となって安定している。その結果、抜け落ちた岩盤ブロックには、坑道からの荷重が作用しており、応力が発生している。

b) 解析モデル間の相違

ここでは、DEMの解析結果から、モデルの相違について検討する。

・不連続面せん断破壊を考慮した場合

図-1.3.1.3、4に示したように、変位量は、

・CASE-K-D-S (水平変位量：6.09mm 垂直変位量：17.94mm 変形比：0.34)

・CASE-R-D-S (水平変位量：5.09mm 垂直変位量：13.53mm 変形比：0.38)

と両者で同様な結果を得た。変位量は、両者で同等ではあるが、変位ベクトル図から、格子モデルでは上盤、床盤の変位量が同等であるのに対して、ランダムモデルでは上盤の変位量が床盤の変位量と比較して大きい。これは、床盤の岩盤ブロックが周辺岩盤に拘束された結果、変位量が小さいためである。また抜け出す岩盤ブロックの箇所がモデルの相違によって異なることから、岩盤ブロック内の引張応力発生の有無、引張応力値がモデルによって異なっている。

・不連続面の引張・せん断破壊を考慮

図-1.3.1.5、6に示したように、格子、ランダム両モデルで坑道周辺の岩盤ブロックが抜け出てしまっている。岩盤ブロックの抜け出すモードは不連続面の方向に依存しており、格子、ランダム両モデル間で大きく異なっている。

(3) まとめ

不連続体解析手法を用いて、岩盤不連続面のせん断破壊、引張破壊を考慮した処分坑道の掘削解析を実施し、手法間における解析機能の比較検討を行った。得られた知見を以下に示す。

a) せん断破壊考慮

格子モデルでは、両者で変形モード、応力状態がほぼ同等な結果を得た。しかしながら、ランダムモデルでは、変形量が手法によって相違が発生した。

これは、坑道上部のブロックがDEMでは抜け出そうとする変形モードとなり、坑道の垂直内空変位量がFEMと比較して大きくなったためである。また、応力分布についても、DEMでは坑道上部のブロックにおいて、引張応力の発生が認められた。

b) せん断・引張破壊考慮

格子、ランダムモデルの両者で、DEMでは解を得たが、FEMでは計算が発散して

しまい、解を得ることが出来なかった。DEMでは解を得ることが可能ではあったが、格子、ランダムモデル両者とも、処分坑道が崩壊する結果となった。処分坑道が不安定状態であるという結論は、解を得られなかったFEM、解を得たがその結果は処分坑道の崩壊を示したDEMのどちらからも判断可能である。しかしながら、処分坑道のどの位置の岩盤ブロックが崩壊した結果、不安定状態になるかといった、崩落現象の解を提供できるという点では、DEMの方が適していると言える。

1.3.2 不連続体モデル化手法の整理

岩盤を不連続体でモデル化するためには、岩盤不連続面の幾何学特性の調査と力学特性の試験の2つが必要である。ここでは、実際の岩盤空洞を対象に実施した不連続体解析を例にとって、不連続体モデル化手法を整理する。

(1) 神岡鉱山地下実験場⁴⁾

a) 神岡鉱山地下実験場の概要

神岡鉱山地下実験場は土被り約180mに位置している。図-1.3.2.1に地下実験場の概要を示す。周辺の地質は、花崗岩質片麻岩、黒雲母角閃石片麻岩と片麻岩類が主体である。地下実験場は、新設坑道の施工にあたり、計測坑道からの各種計測によって坑道周辺岩盤のゆるみ現象の解明を試みている。

著者らは、この計測坑道に囲まれた約30×40mの岩盤ブロックにおいて、新規坑道が掘削される際の岩盤の力学挙動をDEMを用いて解析した。

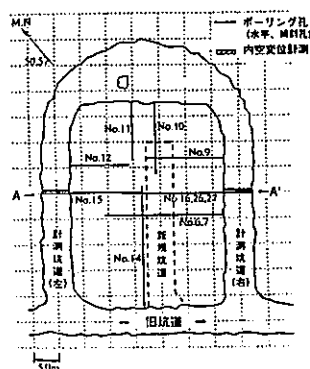


図-1.3.2.1 地下実験場の概要

b) 幾何学特性のモデル化

・幾何学特性調査

原位置における不連続面の情報は、計測坑道壁面観察（スキャンライン調査）、ボーリング調査（コア観察・ポアホールテレビ観察）によって、不連続面

の位置（密度）、方向（走向・傾斜）、大きさ（トレース長、半トレース長）の情報を得た。これらの情報に基づいて作成された不連続体解析モデルを図-1.3.2.2に示す。

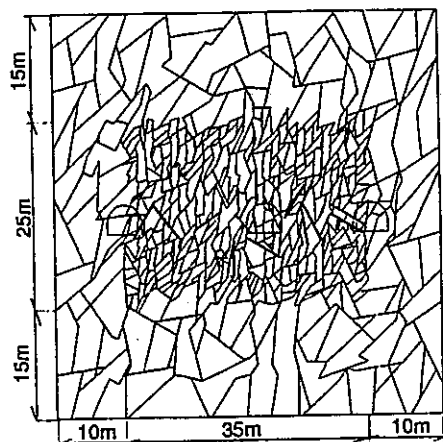


図-1.3.2.2 不連続体解析モデル

c) 力学特性のモデル化

亀裂の力学特性は、簡易せん断試験、シュミットハンマー試験の結果に基づいて、Barton & Bandis^{2),3)}の粗さ係数JRCや圧縮強度JCSを主な指標とする力学モデルで評価している。

(2) 菊間地下石油備蓄基地岩盤タンク⁶⁾

a) 菊間地下石油備蓄基地の概要

菊間地下石油備蓄基地（愛媛県越智郡菊間町）は、7本の岩盤タンク（長さ230～448m）と水封トンネルから構成されている。岩盤タンクの形状は、幅20.5m 高さ30.0mの砲弾型でその土被りは約80～100mである。周辺の地質は、花崗岩ないし花崗閃緑岩で、電中研の岩盤等級でB-C_H級である。

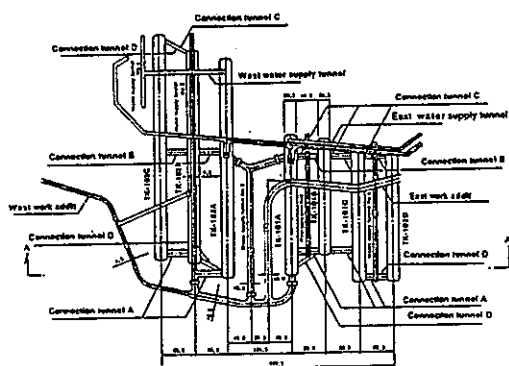


図-1.3.2.3 菊間石油備蓄基地岩盤タンク配置図

b) 幾何学特性のモデル化

・幾何学特性調査

原位置岩盤の調査としては、ベンチ掘削に伴い、岩盤タンク空洞の壁面観察から不連続面の大きさ（トレース長さ）、方向（走向・傾斜）のデータを得た⁷⁾。これらの情報に基づいて、図-1.3.2.4に示す不連続体解析モデルを作成した。

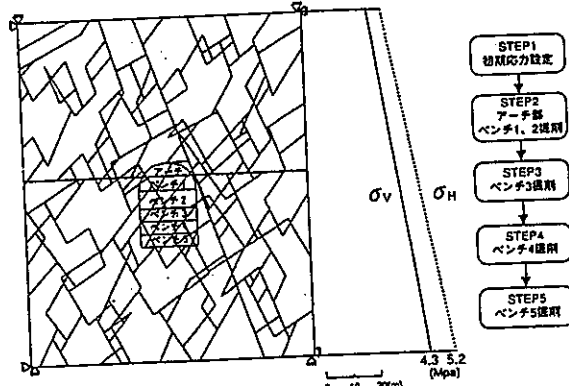


図-1.3.2.4 不連続体解析モデル

c) 力学特性のモデル化

Barton & Bandis^{2), 3)} による構成方程式で挙動を評価した。

(3) モデル化手法のまとめおよび課題

以上の2つの事例から、モデル化手法のまとめおよび課題の整理を行う。

a) 幾何学特性のモデル化

事例調査の結果、幾何学特性のモデル化手法の特徴は以下のとおりである。

- ① 不連続面を確定論的と統計的の2手法でモデル化する事例がある。
- ② 不連続面の形状を円盤でモデル化する場合が多い。

幾何学特性のモデル化手法の課題は以下のとおりである。

- ・ 不連続体解析モデルの良否 についての判断は、不連続性岩盤の挙動を評価可能であるかどうかであり、幾何学特性を満足するだけでは不十分である。
- ・ 不連続面のモデル化では、その分類を幾何学特性のみでなく、岩盤の観察と地質学的知見を対比して、地質構造や不連続面の形成過程から判断してモデル化することも必要である（渡辺ら⁸⁾）。

b) 力学特性に関するモデル化

事例調査の結果、不連続面の力学特性のモデル化としては、Barton&Bandis らによる構成式が用いられている。力学特性モデルでBarton&Bandisらの構成式が用いている理由として、以下の2つが挙げられる。

- ・不連続面の力学特性に関する研究^{9)、10)、11)}は、数多く報告されているが、それらの研究は、人工材料で作成した不連続面を対象としたものが殆どで、実岩盤の不連続面を対象としているものはBarton&Bandisの研究である。
- ・Barton&Bandisによる研究は、岩盤不連続面の強度・変形特性の全般に渡って体系化されており、不連続面の寸法効果、透水性までを考慮可能である。構成式は、市販の個別要素法プログラム（UDEC）に導入されており、簡単に使用することができる。

力学特性のモデル化に関する課題として、Barton&Bandisの研究成果を、地質構造が複雑に変化する我が国の岩盤に適用可能であるかどうかといった議論が不足していることが挙げられる。その一例として、大里らの研究¹²⁾では、室内試験レベルで不連続面の一面せん断試験の結果とBarton&Bandisの提案式の結果と比較した結果Barton&Bandisの研究から得られたせん断強度の値が試験結果の約半分の値を示したことが報告されている。

1.3 の参考文献

- 1) PNC-ZJ1205 95-002 ニアフィールドの応力評価手法の開発 (IV)
- 2) Barton,N. and Choubey,V.(1977) The shear strength of rock joints in theory and practice.Rock Mechanics,10,1-54
- 3) Barton,N. and Bandis,S.C.(1990) Review of predictive capabilities of JRC-JCS model in engineering practice. Proceedings of the International Symposium on Rock Joints,Loen,Norway, N.Barton and O.Stephanson(eds),Balkema,Rotterdam,603-10
- 4) 木梨ら、(1995) 原位置き裂調査に基づく岩盤内き裂分布の推定とDEM解析への応用
第26回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集 pp.431-435
- 5) Priest,S.D. and Hudson,J.A.(1981) Estimation of discontinuity spacing and trace length using scanline surveys. Int. Journal of Rock Mechanics and Mining Science and Geomechanics Abstracts,18,183-97
- 6) 羽出山ら、(1995) 不連続体解析による原位置岩盤の安定性評価の検討
第26回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集 pp.436-440
- 7) 羽出山ら、(1994) 岩盤不連続面の幾何学特性に関する一考察
土木学会第49回年次学術講演会、第3部 (A) pp.746-747
- 8) 渡辺ら、(1994) 釜石鉱山での割れ目系特性調査とスプレイ・ステップ構造
土木学会第50回年次学術講演会、第3部 (A) pp.710-711
- 9) Multiple modes of shear failure in rock ,Patton,F.D.(1966) Proc 1st Int.Cong.ISRM,Vol.1.pp509-513
- 10) Fundamentals of Rock joints Deformation,S.C.Bandis,S.C.Bandis , A.C.Lumsden and N.R.Barton(1983)
Int.J.Rock.Mech.Min.Sci & Geomech.Abstr.Vol.20,pp.249-268
- 11) 吉中ら (1990) 岩盤不連続面の粗さとせん断特性に関する実験的研究
土木学会第45回年次学術講演会、第3部 pp.504-505
- 12) 大里ら(1995) JRC指標による岩盤不連続面のせん断強度特性に関する一検討
土木学会第50回年次学術講演会、第3部 (A) pp.672-673

2. 人工バリア及び周辺岩盤の長期挙動評価研究

目 次

	頁
2.人工バリア及び周辺岩盤の長期挙動評価研究	2-1
2.1 岩盤クリープ変形による人工バリアの変形挙動評価研究	2-1
2.1.1 岩盤クリープの物性取得方法の整理	2-1
(1) 岩盤クリープの物性取得の整理	2-1
(2) 岩盤クリープ試験の課題	2-6
2.1.2 解析モデルの検討	2-9
(1) 検討方法	2-9
(2) 解析条件	2-9
(3) 解析結果および考察	2-10
(4) まとめ	2-13
2.1の参考文献	2-14
2.2 不安定現象についての文献調査	2-15
2.2.1 不安定現象	2-16
(1) 崩落現象	2-16
(2) 支保の破壊	2-16
(3) 山はね	2-16
2.2.2 調査結果	2-17
(1) トンネル	2-17
(2) 地下発電所	2-18
(3) 鉱山	2-20
2.2の参考文献	2-22

2.人工バリア及び周辺岩盤の長期挙動評価研究

2.1 岩盤クリープ変形による人工バリアの変形挙動の評価研究

本節では、人工バリア及び周辺岩盤の長期挙動評価研究として、岩盤クリープ変形による人工バリアの変形挙動の評価研究を行う。

2.1.1 岩盤クリープの物性取得方法の整理

岩盤クリープ挙動評価研究としては、既¹⁾に文献調査が実施されているが、その目的がクリープ現象の事例調査であったため、岩盤クリープの物性取得については整理されていない。ここでは、文献調査を基に、岩盤のクリープ物性取得方法の整理、処分坑道を考えた場合の岩盤クリープ試験の課題を整理する。

(1) 岩盤クリープ物性取得の整理

岩盤クリープ物性取得の例として、ここでは、土木構造物の設計や建設中に生じた岩盤の変状に対する評価解析のために実施されているクリープ試験から、岩盤クリープ物性の取得について整理した。

a) 室内一軸クリープ試験²⁾

北陸北線鍋立山トンネル（延長9017m）の地質は、新第三紀中新世の泥岩で、その一軸圧縮強度は 37.4kgf/cm^2 である。導坑掘削中に顕著な膨圧性が認められたので、本坑掘削に先んじて岩盤挙動を二次元粘弾性FEMによってその変状の把握を試みた。

クリープ変形挙動のモデル化のために室内一軸クリープ試験を実施した。その結果から、トンネルのクリープ挙動モデルとして、3要素の粘弾性モデルを採用した。図-2.1.1.1に鍋立山トンネルの標準断面図を、図-2.1.1.2に3要素粘弾性モデルを示す。

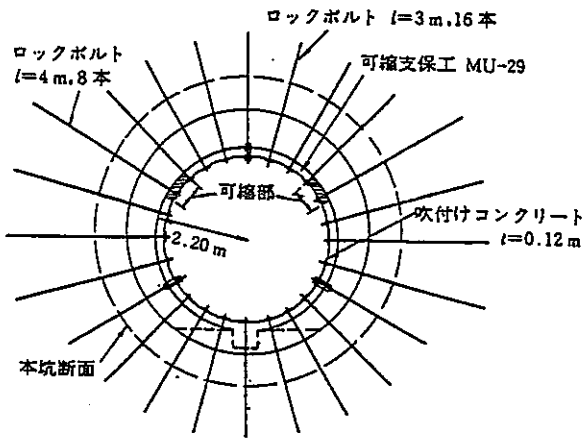


図-2.1.1.1 鍋立山トンネル標準断面図

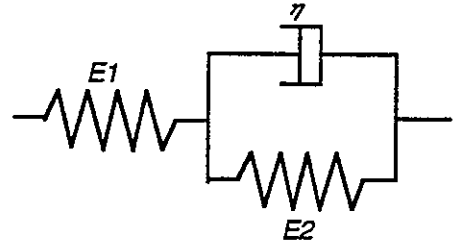


図-2.1.1.2 3要素粘弾性モデル

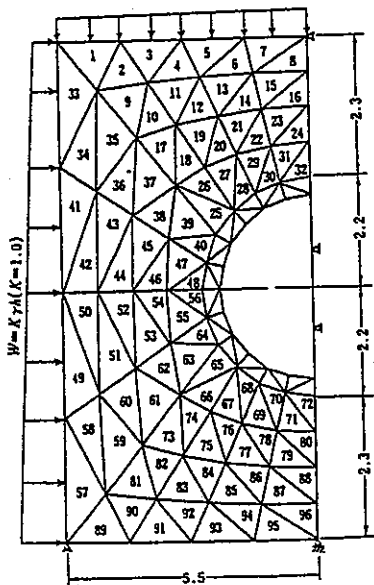


図-2.1.1.3 要素分割図

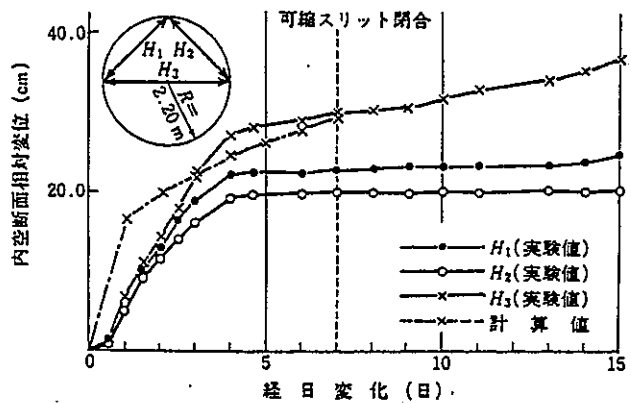


図-2.1.1.4 内空断面相対変位

試験結果より、岩盤のクリープ定数を以下のように設定した。

$$E_1=890\text{kgf/cm}^2 \quad E_2=500\text{kgf/cm}^2 \quad \eta=3200\text{kgf/cm}^2 \cdot \text{day}$$

これらの定数を用いて、先進導坑掘削を対象として、粘弾性FEM解析を実施した。図-2.1.1.3に要素分割図を示す。

解析結果と、動態観測結果の比較を図-2.1.1.4、5に示す。これから、内空断面相

対変位、岩盤内変位量ともに両者は良く一致しており、3要素粘弾性モデルによる岩盤クリープ挙動のモデル化が有効であったことが分かる。

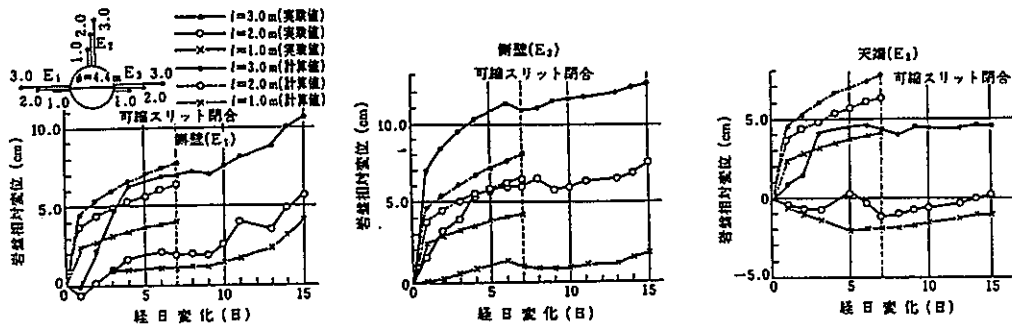


図-2.1.1.5 岩盤相対変位

b) 室内三軸クリープ試験³⁾

本州四国連絡橋の建設では、橋梁基礎の支持岩盤となる、第三紀神戸層や風化花崗岩における長期クリープ変形についての検討が実施されている。岩盤のクリープ定数は、定応力下の三軸排水（非排水）クリープ試験から設定した。

橋梁基礎では、躯体完成後のクリープ変位が問題となるが、この段階では構造物の載荷荷重により生じた地盤の体積ひずみは残っておらず、せん断ひずみ成分のみが問題となる。本州四国連絡橋の場合、せん断ひずみに着目した3要素粘弾性モデルを採用している。（図-2.1.1.2）

室内三軸クリープ試験は、一定荷重下で圧密非排水条件あるいは圧密排水条件で実施される。拘束圧は原位置での応力条件を考慮して決定し、軸差応力は三軸圧縮試験結果を参考にして、クリープ破壊が生じる場合も含めて数種類実施する。試験結果は下図に示すように、片対数表示 ($\epsilon = a + b \log t$) あるいは、両対数表示 ($\epsilon = a + \alpha t$) で整理する。また、簡易な検討に用いるクリープ係数は、構造物の荷重に見合った設計年数 (t_0 : 通常100年程度) でのクリープひずみを弾性ひずみで除して ($b \log t_0/a$) 等を求める。

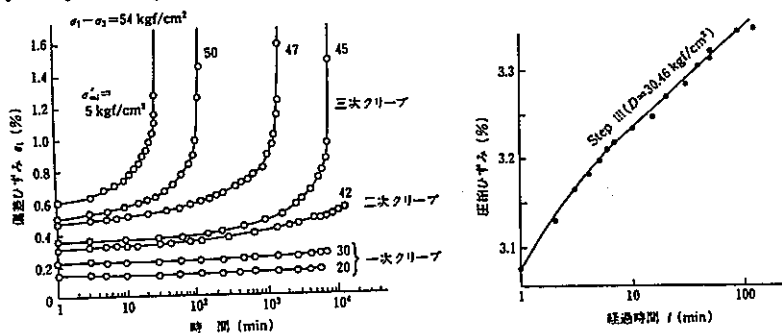


図-2.1.1.6 クリープ試験結果³⁾

クリープ試験結果を片対数グラフ上にひずみ速度と経過時間をプロットすれば、

図-2.1.1.7のような直線が得られる。

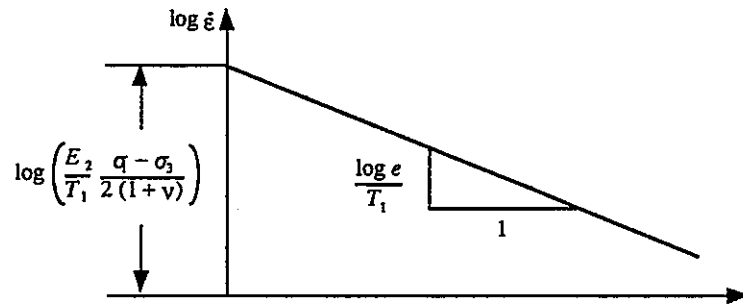


図-2.1.1.7 ひずみ速度～経過時間関係

この直線の勾配から T_1 が得られ、切片から E_2 が、 E_2 、 T_1 から η が得られる。軟岩の場合は、1週間程度の期間の試験結果からクリープ定数を設定している。

室内試験のデータから長期クリープ変形挙動を想定するのは設計段階だけであり、100年後の基礎変位の挙動については、動態観測の結果から、逆解析を行って定数を設定し、それを基に順解析を実施して評価している。また、設計値としては、安全側を考慮して、クリープ変形が大きく、かつクリープ収束時間が長くなるように、 $\alpha : (E_2/E_1)$ は上限値、 $\beta : (E_2/\eta)$ は下限値を採用している。このようにして設定したクリープ定数の例を表-2.1.1.1に示す。

表-2.1.1.1 神戸層のクリープ定数³⁾

地点	分類	クリープ定数		
		G^* (kgf/cm ²)	$\alpha = G^*/G_0$	$\beta = G_0/\eta$ $\times 10^{-4}$ (1/min)
1A	K_{1A-1}	1210	0.10	1.80
	K_{1A-2}	2130	0.12	
	K_{1A-3}	2610	0.29	
	K_{1A-4}	2720	0.29 ⁴⁾	
2F	K_{2F-1}	2190	0.13	1.58
	K_{2F-2}	2070	0.21	0.81
	K_{2F-3}	2730	0.10	3.11
	K_{2F-4}	3310	0.10 ⁴⁾	3.11 ⁴⁾
	K_{2F-5}	380	0.33 ⁴⁾	
3F	K_{3F-1}	980	0.06	1.80
	K_{3F-2}	1130	0.11	
	K_{3F-3}	1380	0.08	
	K_{3F-4}	460	0.35	
4A	K_{4A-1}	1260	0.08 ⁴⁾	
	K_{4A-2}	190	0.41	

c) 孔内載荷試験⁴⁾

1) K_{1A-1} を転用、2) K_{2F-2} を転用、3) K_{2F-3} を転用、4) K_{2F-4} を転用

長崎県長崎市に建設された鳴鼓トンネルは、全長2043mの道路トンネルである。このトンネル周辺の地質は、黒雲母片岩を主体としているが、一部に断層破碎帯が存在している。図-2.1.1.8に位置図および標準断面図を示す。

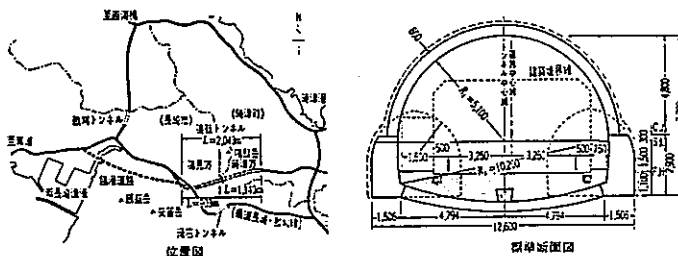


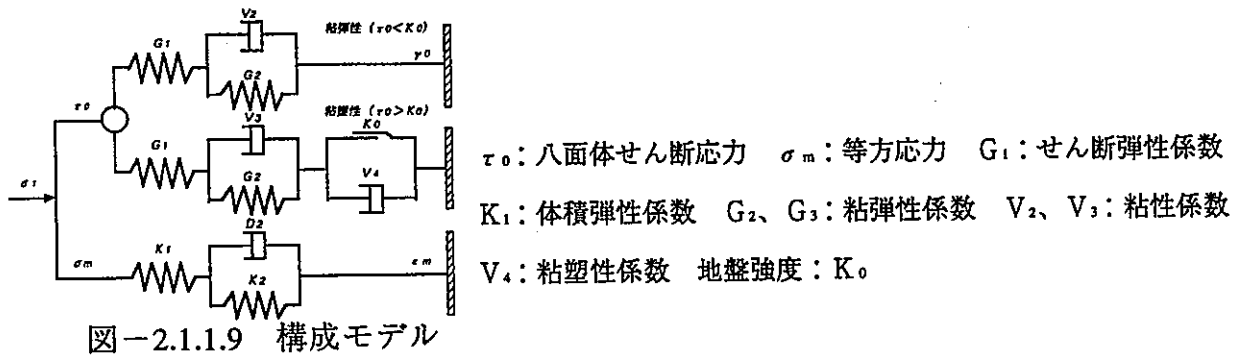
図-2.1.1.8 鳴鼓トンネル位置図および標準断面図

側壁導坑施工時には、押し出し、支保工破壊、盤ぶくれが発生したため、変状原因

の把握、本体工の施工への反映を目的に岩盤の調査および解析を実施した。

側壁導坑での押し出し現象、変状を踏まえて、孔内載荷試験（P-100）によって地山の物性を取得した。

有限要素法プログラムREM（Rheological Element Method）を用いて、鳴鼓トンネルの長期間にわたる安定性を解析した。地盤の構成モデルを図-2.1.1.9に示す。



この解析は、地盤の持つ主な性質（弾性、粘弾性、粘塑性）の3つをモデル化している。

軸対称解析で得た時間～変位曲線を図-2.1.1.10に、設定した地盤物性を表-2.1.1.2に示す。

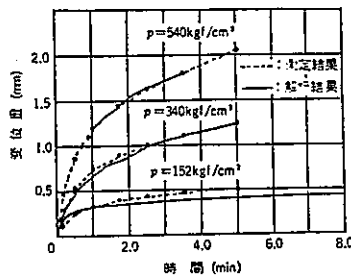


図-2.1.1.10 時間～変位曲線

表-2.1.1.2 地盤物性

係数	記号	単位	物性値
せん断弾性係数	G_1	tf/m ²	4.0×10^4
体積弾性係数	K_1	"	8.75×10^4
粘弾性係数 ($\tau_0 < K_0$)	G_2	"	1.5×10^4
"	V_2	tf/m ² day	$4.2(1.0 \times 10^3)$
" ($\tau_0 > K_0$)	G_3	tf/m ²	1.5×10^4
"	V_3	tf/m ² day	$4.2(1.0 \times 10^3)$
粘塑性係数	V_4	"	$49.0(1.1 \times 10^3)$
強度	K_0^A	tf/m ²	10.0
"	K_0^B	"	450.0
"	"	1/1/m ²	0.091

()内は修正した物性値を示す。

表-2.1.1.2に示した地盤物性値を用いて、解析を実施した結果、内空変位の収束時間が実際よりも短い結果となった。そこで、地盤物性のうち、表-2.1.1.2中に括弧書きしたように、粘性係数を修正して、再度解析を実施し実測値とのよい一致を見た。これから、30日を越えるような空洞の変形挙動を評価する上で、この試験法および解析法が妥当であることが明らかとなった。

d) 原位置変形試験⁵⁾

地下発電所建設時には、事前調査として試掘坑道が建設される。試掘坑道内では岩盤の物性を取得するために変形試験が実施され、同時に定荷重を載荷して岩盤のクリープ定数を求めている。ここでは、東京電力中の沢発電所を例に、原位置変形試験から岩盤のクリープ定数を設定する手順についてに整理する。

東京電力中の沢発電所の地質は、花崗岩を主体としその中にひん岩が貫入している。原位置変形試験は、頂設導坑の待避所で実施した。

載荷試験での最大荷重及び持続荷重は、FEM弾性解析により、掘削により岩盤に生じる最大応力が100kgf/cm²前後であると予想されたことから、これを採用した。荷重速度は5kgf/cm²/minとし、荷重増減時の変位量の測定は1分毎とした。クリープ測定は、持続荷重をかけた後、1、3、5、10、20、30分以降30分間隔とし、変位量が連続30分で0になるまで行った。

変形試験から得た、荷重～時間曲線を図-2.1.1.11に示す。

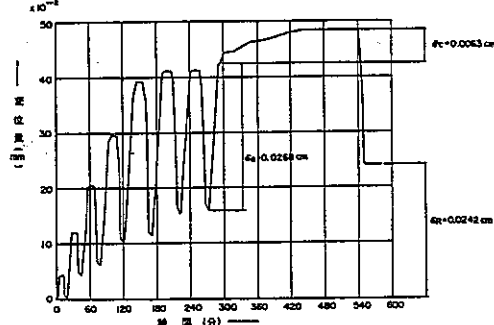


図-2.1.1.11 荷重-時間曲線

地下発電所の設計では、岩盤のクリープ挙動は図-2.1.1.2に示した、3要素粘弾性モデルで評価している。試験結果の整理としては、図-2.1.1.11からクリープ係数 α 、 β を求める。

(2) 岩盤クリープ試験の課題

ここでは、最初に地下深部岩盤のクリープ定数として、地下発電所の設計値を整理する。次に、処分坑道の設計に必要な岩盤クリープ試験の課題を整理する。

a) 深部岩盤のクリープ定数

地下発電所の設計で用いた解析物性を表-2.1.1.3に示す。

表-2.1.1.3 地下発電所において使用した解析物性⁶⁾

発電所名	地質	土被り (m)	変形係数 (kg/cm ²)	クリープ定数	
				α	β (1/day)
新冠	輝緑凝灰岩	110	240000	0.16	0.64
高見	輝緑凝灰岩	220	30000	0.8	0.5
新二沼沢	流紋岩	160	100000	0.1	10
新富瀬川	花崗岩	250	125000	2	0.24
玉原	流紋岩	240	100000	0.4	0.8
今市	砂岩	400	180000	0.4	2
奥矢作第二	花崗岩	340	150000	0.8	1
喜横山	砂岩	250	60000	0.16	0.64
奥多々良木	流紋岩	240	75000	0.06	40
奥吉野	砂岩	180	143000	0.3	1
南原	花崗岩	180	60000	0.3	0.25
渡野川	花崗岩	350	200000	0.5	2
本川	黒色片岩	270	80000	0.7	1
大平	砂岩	280	200000	0.17	0.9
天山	花崗閃緑岩	500	250000	0.5	1

これからも、クリープ定数 α は岩盤の変形係数と相関が無いことが分かる。

クリープ定数 α と種々の条件との関係を整理した結果、クリープ定数はサイト特有な物性値であり、岩種、深度、変形係数からこれを決定することは困難であることがわかった。したがって、処分坑道を建設する岩盤のクリープ定数の取得では、そのサイトを対象とした試験の実施が不可欠である。

b)クリープ試験の課題

①岩石のクリープ試験について

従来から行なわれている手法に準じて、可能な限り長期間のデータを取得する。しかし、数年～数十年に及ぶ試験は実現不可能であるため、既存の試験手法によるデータの蓄積が必要である。試験方法としては、処分坑道掘削時には、岩盤中に大きなせん断応力が発生すること、地下深部岩盤では、岩盤物性に対して、拘束圧の影響を考慮する必要があることから、三軸クリープ試験の採用が考えられる。要求される試験性能としては、

- ・長期間にわたって、データの採取が可能であること
- ・比較的大きな供試体に対応できるように載荷能力に余裕があること
- ・長時間にわたる一定荷重の載荷が可能であること
- ・3次クリープの開始地点の予測が可能であること

が挙げられる。

②岩盤のクリープ試験について

基本的には、従来の方法に準じて行なう。クリープの原位置試験では、規模が大きくなり、長期間にわたって、その試験状態が維持されることが必要条件である。それには、地下研究施設を利用して試験を行なうことが有力である。

試験方法としては、以下の2つが考えられる。

- ・空洞を利用して変形を計測する方法（内空変位計測、岩盤内変位計測）
- ・原位置岩盤試験（孔内載荷試験、平板載荷試験）

③岩盤長期挙動評価モデルの検討について

岩盤のクリープ現象は、以下の4つが要因と考えられる。

- i)持続応力下でのひずみの進行
- ii)掘削後の風化による強度低下に伴う変形の進行
- iii)掘削後の雨水、透水の促進による強度低下による変形
- iv)他地点の掘削による緩みの促進

既往のクリープ評価モデルで対象としているのは、i)の影響だけであり、処分坑道の長期安定性評価では、その他の影響をも考慮する必要がある。したがって、①、②の結果から、長期クリープ評価モデルの構築が必要である。また、処分坑道を念頭においた場合、オーバーパックからの発熱をも考慮する必要があることから、岩盤の高温クリープも検討が必要である。

2.1.2 解析モデルの検証

既往の研究¹⁾において、岩盤クリープを対象とした検討は、理論式による解析が行われている。しかしながら、処分坑道周辺岩盤のクリープ挙動評価手法としては、理論式では検討が困難な、円形以外の処分坑道の表現、異方応力条件の設定、新たなクリープモデルの組み込みが可能であることが必要である。

今年度は、汎用有限要素法解析プログラムABAQUSを用いて、岩盤クリープ挙動の評価を試みる。

(1) 検討方法

既往の研究¹⁾では、図-2.1.2.1に示す、処分坑道の埋戻し状態を対象として、岩盤のクリープ挙動を理論式で評価し、岩盤壁面変位、ベントナイト、オーバーパック、岩盤内応力の分布状況および、各種パラメータスタディを実施している。今回は、これらの理論解析と同一条件を用いて、ABAQUSの解析を実施し、両者の比較から、その解析機能の検討を行う。

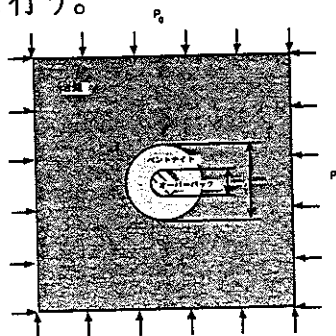


図-2.1.2.1 検討モデル

(2) 解析条件

・解析モデル

空洞の形状は、廃棄体の定置方法として、処分坑道横置方式とすることから、空洞内径 $\phi=3000$ (mm)、オーバーパック $\phi=1040$ (mm)の円形構造とした。

解析モデルは、理論解析での無限遠境界を表現するために、空洞中心から500mの範囲までを有限要素で評価し、その位置で変位を拘束している。また、荷重条件が対称であることから、岩盤を1/4断面で評価している。

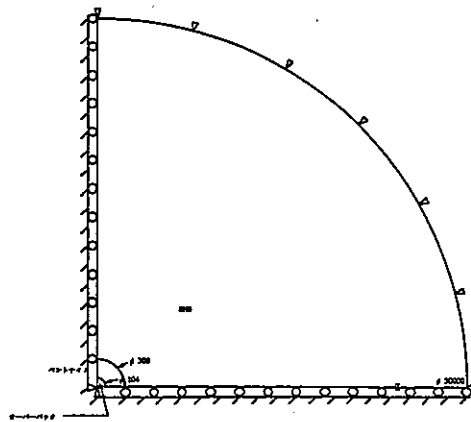
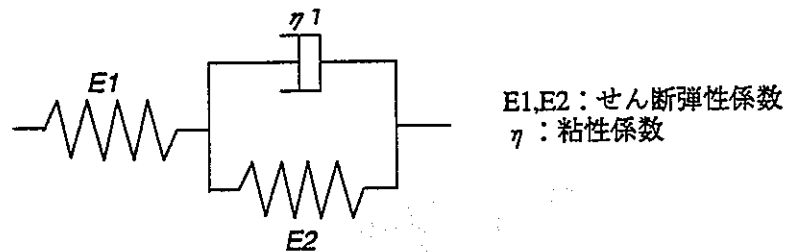


図-2.1.2.2 解析モデル概念図

・クリープモデル

岩盤クリープを表現するクリープモデルとして、図-2.1.2.3に示すスタンダードモデルを用いる。



E1,E2：せん断弾性係数
η：粘性係数

図-2.1.2.3 スタンダードモデル

・解析ケース

解析に用いる定数は、既往の研究¹⁾を参考にし、各種パラメータを変化させた。解析ケース一覧を表-2.1.2.1に示す。

表-2.1.2.1 解析ケース一覧

解析ケース	岩盤			ベントナイト		オーバーバック	
	E1	η	E2	E	ν	E	ν
	(kgf/cm ²)	(kg · s/cm ²)	(kgf/cm ²)	(kgf/cm ²)		(kgf/cm ²)	
CASE-1	60000	7.00E+06	6700	3400	0.2	2.10E+04	0.3
CASE-2	60000	7.00E+06	6700	1000	0.2	2.10E+04	0.3
CASE-3	60000	7.00E+06	6700	5000	0.2	2.10E+04	0.3
CASE-4	60000	7.00E+04	6700	3400	0.2	2.10E+04	0.3
CASE-5	60000	7.00E+08	6700	3400	0.2	2.10E+04	0.3

ここで、岩盤のポアソン比は0.5としている。

(3) 解析結果および考察

a) 岩盤壁面の変形量の経時変化

岩盤壁面とベントナイト境界での変形について検討した。CASE-1の岩盤壁面とベントナイト境界での変位-時間曲線図を図-2.1.2.4に示す。

これから、クリープが約10秒で開始され、約10000秒（約3時間）で収束している。図中には、理論解析結果も同時にプロットしており、ABAQUSによる有限要素法を用いた解析結果と良い一致をみている。

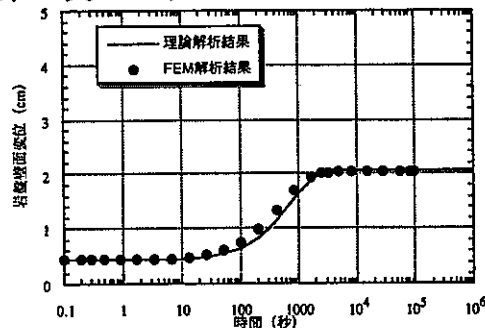


図-2.1.2.4 岩盤壁面、ベントナイト境界での変位-時間 (log) 曲線

b)ベントナイトの特性変化による岩盤壁面の変形量

岩盤のクリープ挙動が人工バリアによってどのような影響を受けるかを調べるためにCASE-1の物性値を基本に、ベントナイトの物性を変化させた。(CASE-2,3) これから、岩盤の変形量はベントナイトの物性に大きく依存しており、最終変位量も1.5cm~3.4cmの相違がある。

解析結果を図-2.1.2.5に示す。

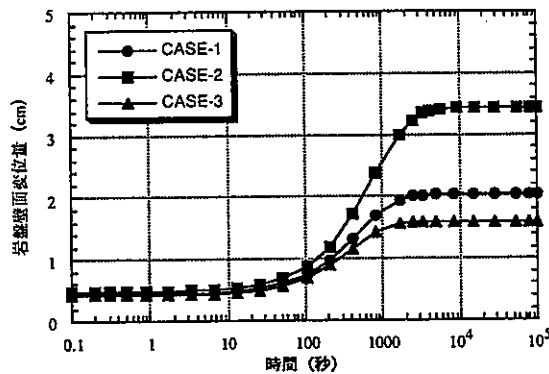


図-2.1.2.5 ベントナイトの弾性係数の変化によるクリープ曲線

c)岩盤の粘性係数の変化による岩盤壁面の変位量

CASE-1の物性値を基本に、粘性係数のオーダーを変化させて解析を行った。

(CASE-4,5) 解析結果を図-2.1.2.6に示す。

これから、粘性係数が大きくなるに従って、次第にクリープ変形の収束時間が大きくなることがわかる。

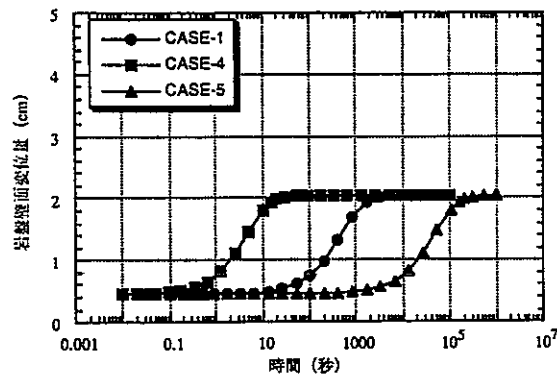


図-2.1.2.6 粘性係数の変化によるクリープ曲線

d) 応力分布

図-2.1.2.7にCASE-1の応力分布図を示す。

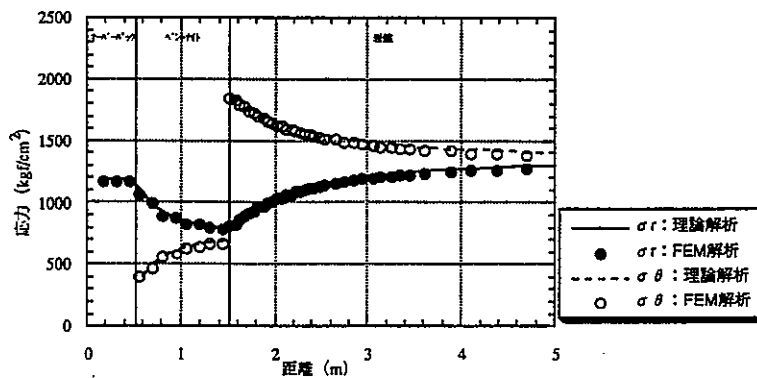


図-2.1.2.7 応力分布図 (理論解析、FEM解析)

ここで、図中には理論解析による結果も同時に示した。

これより、有限要素解析による結果と理論解析結果は良く一致しており、ABAQUSによるクリープ解析機能が確認できた。

ベントナイトの物性の相違による応力分布への影響を見るために、図-2.1.2.8に、CASE-1~3で得た応力分布図を示す。

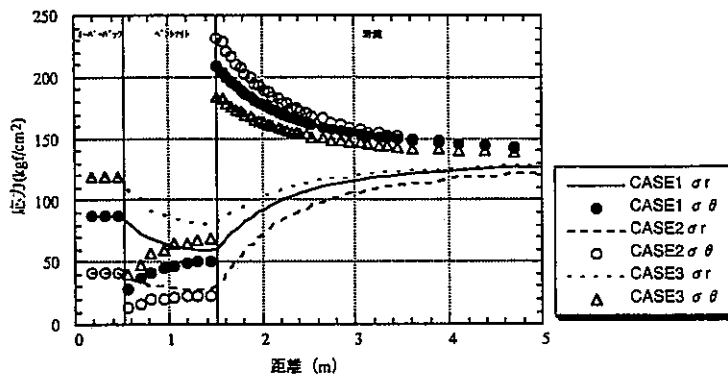


図-2.1.2.8 ベントナイトの特性変化による応力分布図 (T=1000秒)

これから、CASE-2→1→3と、ベントナイトの変形係数が大きくなるにつれて、岩盤内では、半径方向の応力に対しては大きくなり、周方向の応力は小さくなる傾向が分かる。また、オーバーパックへ作用する応力は、ベントナイトの変形係数が大きくなると大きくなっている。

(4) まとめ

処分坑道を対象とした岩盤の長期挙動評価項目の一つである、クリープ変形の評価手法として、汎用有限要素法解析プログラム (ABAQUS) を対象にその解析機能の検討を実施した。その結果、理論解析と一致した解を得ることができ、この解析機能の有効性が確認できた。

今後の検討項目を以下に示す。

- ・異方応力条件下での岩盤のクリープ挙動
- ・オーバーパック、ベントナイトの弾塑性の表現
- ・実施工を反映した解析の実施
- ・岩盤クリープモデルの解析機能への導入
- ・粘弾塑性理論の解析への導入

2.1 の参考文献

- 1) PNC PJ 1449 92-001 ニアフィールドの応力評価手法の開発
- 2) 岩盤挙動の予測と実態 土質工学会編 土質基礎工学ライブラリー33 1990
- 3) 軟岩評価 ー調査・設計・施工への適用ー 土木学会 1992.11
- 4) トンネルと地下 押し出し性地盤の孔内載荷試験と解析 長崎港臨港道路鳴鼓トンネル Vol.18.5 1987.5
- 5) 高瀬川電源開発工事 中の沢発電所工事報告 東京電力 1981.pp.64-73
- 6) 電力施設地下構造物の設計と施工 社) 電力土木技術協会 1986.3

2.2不安定現象についての文献調査

地層処分場の処分坑道は、地下数百m以深に設けられることとなっている。このような地下深部において人工バリアおよびその周辺岩盤の安定性を検討するにあたり、地下深部において発生する特有の問題を予め想定しておく必要がある。

処分場は空洞の掘削時、埋戻し前、埋戻し後の3つの段階で空洞の安定性を確保しておくことが必要である。既往の研究では、処分場の掘削時から埋戻し後までの空洞の不安定化因子と不安定現象を図-2.2.1のようにまとめている¹⁾。

ここでは、処分場建設時以降、長期的に考えられる人工バリア周辺岩盤の崩壊現象を検討する際の参考とするため、既存のトンネルや地下空洞を対象に、建設時およびそれ以降に発生した不安定現象の規模と原因を整理した。

不安定化因子	不安定現象	掘削時	埋戻し前	埋戻し後
		0~10年	10~100年	100~年
空洞掘削時の 応力変化	山はね 盤膨れ	空洞崩壊		
岩石の レオロジー 特性	クリープ破壊		空洞狭小・崩壊	バリア性能劣化
物理化学的 環境因子	膨潤 膨張性地圧 風化		空洞狭小化	バリア性能劣化
地下水移動	浸食 間隙水圧変化		空洞崩壊	空洞崩壊
地核変動	地殻ひずみ増加 地殻運動	空洞の崩壊		岩盤のバリア劣化 バリア性能劣化

図-2.2.1 処分場における空洞の不安定現象とその発生要因

2.2.1 不安定現象

不安定現象には、壁面変位が単に設計許容値を超えるものから、空洞周辺の一部の崩落、壁面変位の継続的な進行、山はねといった空洞の大崩落まで多くの段階がある。ここでは、不安定現象についてその概略を整理する。

(1) 崩落現象

崩落現象は、空洞壁面の一部の岩盤が抜け落ちることを言う。そのほとんどは無支保の空洞や掘削切羽近くで未だ支保が打設されていない箇所で発生し、岩盤不連続面の分布状態によることが多い。

(2) 支保の破壊

地山特性曲線を用いると、支保の破壊現象は次の様に説明できる。空洞の掘削過程を考え、支保が掘削過程の壁面変位が u_0 の時に設置されたとする。支保工設置後の壁面変位量 $(u-u_0)$ は支保変位量 u_s と等しくなるから、壁面変位が進行すれば、支保圧が図-2.2.1.1に示す支保特性曲線にしたがって発生する。地山特性曲線と支保特性曲線の交点が空洞安定の平衡点となる。この地山特性曲線が、破壊領域でのゆるみ現象や強度低下、変形の時間依存性によって地山特性曲線が変化した場合、支保圧が増加し、支保が破壊に至る。

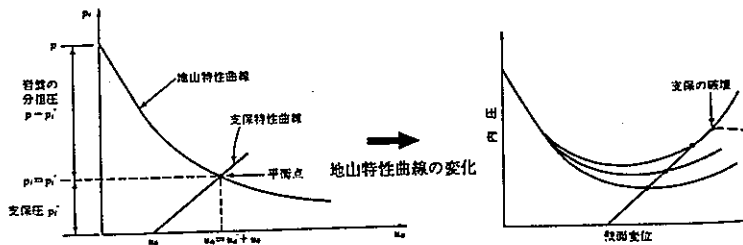


図-2.2.1.1 地山特性曲線の変化と支保の破壊²⁾

(3) 山はね³⁾

壁面変位が急速に増加する不安定現象のなかでも破壊領域などが大音響とともに地震動をともなって急激に空洞側へ飛び出す現象が山はねである。山はねの破壊様相や規模には種々なものがあるが、図-2.2.1.2に示すように、炭鉱の沿層坑道で発生した山はねのように大規模なものでは一瞬に空洞が埋尽くされることもある。

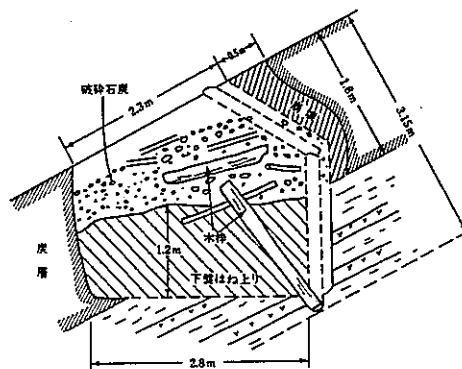


図-2.2.1.2 炭鉱における山はねの例²⁾

2.2.2 調査結果

文献調査の結果からトンネル（鉄道、道路）、地下発電所、鉱山の建設時に発生した不安定現象について整理する。

(1) トンネル

a) 膨張性地山⁴⁾

岩手県九戸郡九戸村に位置する折爪トンネルは延長約2300m、掘削断面積が72~93m²の2車線道路トンネルである。トンネル被りは最大100mでNATMで施工された。測点STA98+89.22では、掘削後2週間で天端沈下が620mm、内空変位が520mmと異常値を示したため、吹き付けコンクリートによる仮閉合を実施した。しかしながら、掘削作業の再開により、変位は引き続き進行し、最終的に縫返し厚は約1.5~2.0mとなった。この不安定現象の対処方法として、掘削方式を円形導坑先進に変更した。

b) 強破碎帯⁴⁾

恵那山トンネルは、長野県と岐阜県を結ぶ延長8,625mのトンネルである。地質は褶曲、熱水変質作用を受けた花崗岩からなっている。変状が確認された長平沢断層の地質は非常に変化が激しく、全般に熱水変質作用を受けて非常にぜい弱になっている。

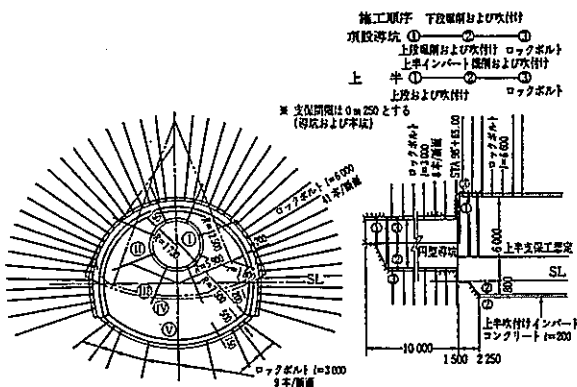


図-2.2.2.1 円形導坑方式標準断面⁴⁾

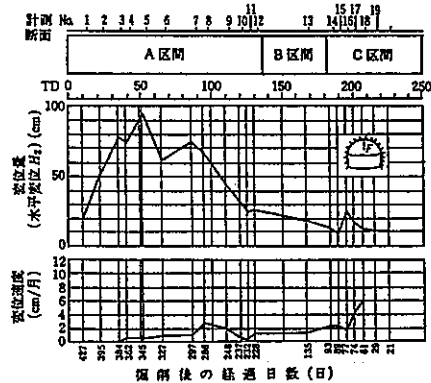


図-2.2.2.2 各計測断面の天端沈下および変位速度⁴⁾

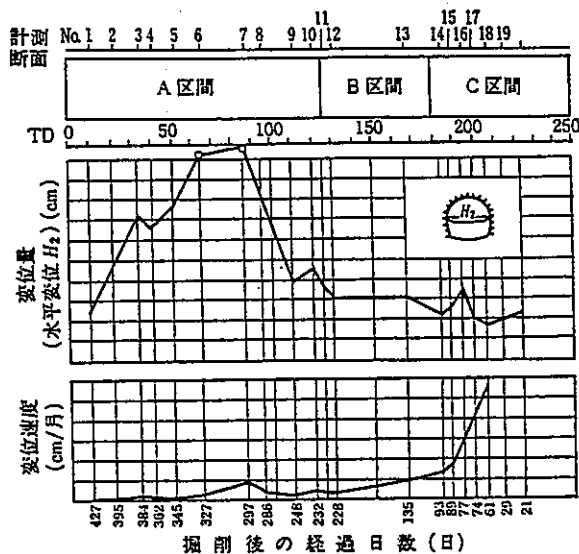


図-2.2.2.3 各計測断面の水平変位および変位速度⁴⁾

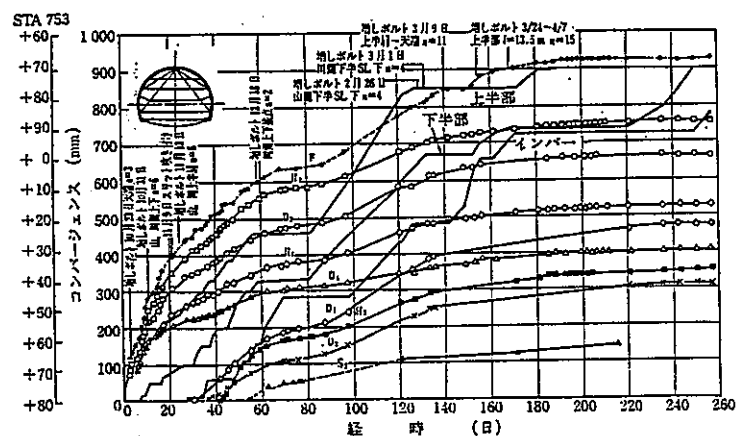


図-2.2.2.4 内空変位経時変化⁴⁾

上図から、天端沈下量が約43～94cm、水平変位が40～103cmであったことが分かる。変形抑止対策として、下半脚部およびインバート部変状補修、長尺ボルトによる増打ちを実施した結果、掘削後約200日で変位は収束した。

c)まとめ

不安定現象を示したトンネル事例から、その原因、発生時期、対処方法は以下のとおりである。

- ・原因 掘削によって、トンネル周辺の岩盤が塑性化した結果、地山特性曲線が変化し継続的な変位が発生
- ・発生時期および期間 掘削直後に発生し、不安定現象は直後から数ヶ月程度まで継続
- ・対処方法 掘削方法の変更、支保工の増設

(2) 地下発電所

地下発電所において発生した不安定現象について以下にまとめる。

a) 新高瀬川発電所⁵⁾

発電所本体の盤下げ掘削が17.5m（盤下げ全高さの約40%）行われたとき、空洞中央部の天井アーチコンクリートの川側アバット部の表面付近が局部的に圧壊した。原因としては、川側アーチ上部に存在する破碎帯（厚さ1.5～2.0m）に沿って、天井直上の岩盤が変位したため、接線方向に一軸的な圧縮応力が集中し、更にアバット部が内空へはらみ出したことによってアーチアバット内側の応力が増大した。

対策としては、圧壊したアーチコンクリートを打設し直し、PSアンカー工により破碎帯背面の堅岩部まで30tf/m²の接線方向力を導入し集中応力を周辺に分散させた。

b) 奥矢作第二発電所⁵⁾

発電所本体の盤下げ掘削が3リフトの途中まで行われたとき、岩盤変位計R-5が異常変位を示し、側壁コンクリートにクラックが発生した。調査ボーリングを実施した結果、試掘坑道で発見した破碎帯が予想よりも大きく、また妻壁側に設置する排水立坑掘削の影響によるものと判断された。

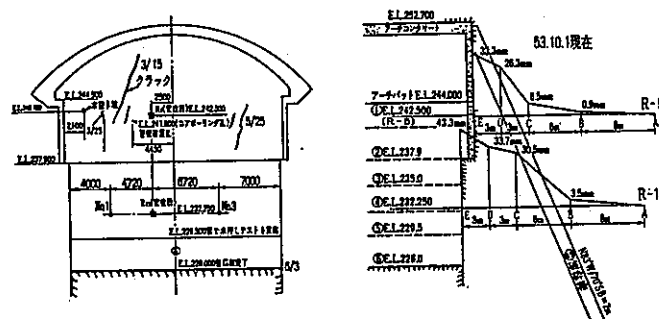


図-2.2.2.5 妻壁クラックと岩盤変位計の位置⁵⁾

側壁部のスベリ面を想定してPS工による補強を実施した。その結果、アンカー緊張後に変位は収束した。(図-2.2.2.6)

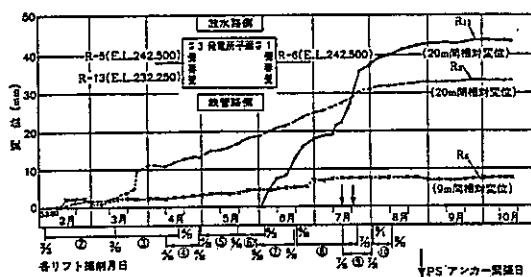


図-2.2.2.6 妻壁岩盤変位計計測結果⁵⁾

c) 下郷発電所⁵⁾

発電所本体の盤下げ掘削がE.L.328mに達した時、側壁部のはらみだしが確認された。PS工の軸力計測結果も増加を示した。側壁部のはらみだしをできるだけ小さくするために、発破方法、薬量制限、壁面防護工のサイクルを改善したにも関わらず、岩盤変位は増加し続けた。

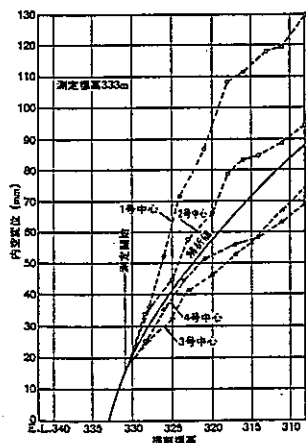


図-2.2.2.7 内空変位の解析値と計測値⁵⁾

この原因としては、地山斜面方向応力と土被り圧に対する応力比が約3と極めて大きいため、側壁岩盤壁面変位が大きく出やすい状況となっていた。この部分の導入プレストレスの不足が原因と考え、ロックボルト、PSアンカーの増打ちを実施した。変位はこれにより収束した。この不安定現象は局所的なものであり、同一発電所空洞内でも他の箇所ではこのような不安定現象は確認されなかった。

d) 地下発電所における不安定現象のまとめ

下郷発電所の側壁岩盤の変位挙動を約3年間計測結果が報告されている。

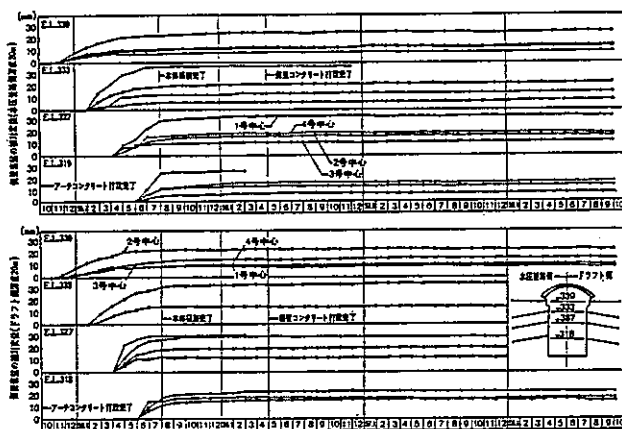


図-2.2.2.8 側壁岩盤の相対変位⁵⁾

これから、掘削終了後の岩盤は弾性的な挙動を示し、クリープ現象など塑性的挙動は示さなかったと言える。地下発電所の不安定現象の原因、発生時期、対処方法を整理すると以下のとおりである。

(3) 鉱山

鉱山で報告された不安定現象について整理する。

a) A鉱山⁶⁾

採掘は残柱式充填法で15m×15mを1ブロックとし、その中に6m×6mの鉱柱を残している。A鉱山では、最初に上盤坑道にき裂が発生し、次に鉱柱表面が粉鉱状態で落ち、最終的に坑道が崩落した。

b) 美唄炭鉱⁶⁾

山はねは地表から610～660mの2つの長壁式採炭切羽の採掘時に残された幅50mの炭柱で発生した。

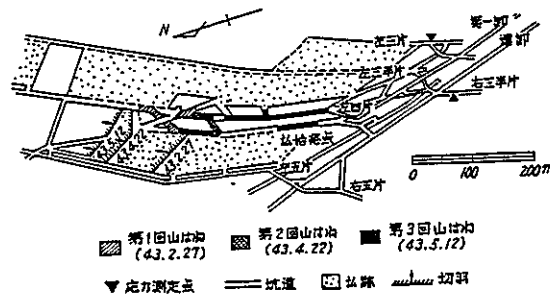


図-2.2.2.9 美唄炭鉱の山はね⁶⁾

c) 別子鉱山⁶⁾

山鳴りは地表下約1600mを採掘している時から発生し、その頻度は、採掘が深部になるにつれて増加した。地表面下約2100m付近を採掘時には1日数百回以上発生し、切羽の間に残る健全な鉱柱で山はねが発生した。

山はねは先進導坑でも多く発生し、発破直後に岩石が薄片状にはがれて飛ぶ程度の小規模なものから重さ数tonの岩石が破壊され坑道内に飛散し、鋼製枠が倒される大規模なものまで確認された。

d) 生野鉱山⁶⁾

鉱山周辺の地質は、白亜紀後期から古第三紀の玄武岩である。生野鉱山では、採掘が深部に移行するにしたがって山はね現象が発生した。図-2.2.2.10に山はね発生位置を示す。

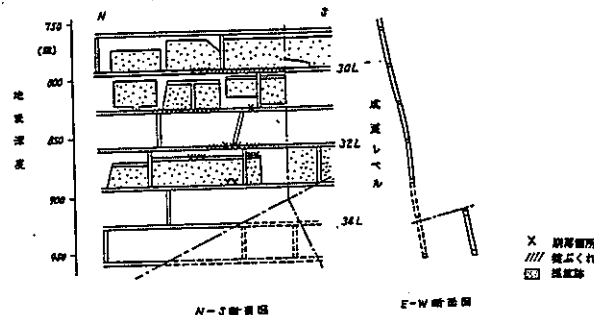


図-2.2.2.10 生野鉱山の山はね発生位置⁶⁾

e) 鉾山における不安定現象のまとめ

今回調査した不安定事象からは鉾山坑道の長期安定性に関する情報を得ることはできなかった。今回の調査結果の範囲から、鉾山での不安定事象の要因および発生時期は以下のとおりまとめることができる。

現象の原因 上下盤での残柱部の食い違い、充填作業の遅延、坑道周辺の岩脈、断層の影響等による柱部への応力集中

掘削に伴う二次応力の発生による応力集中

発生時期 掘削（発破）直後の場合もあるが、山なりが確認されてから、15日後に発生した例もある。

2.2 の参考文献

- 1) PNC PJ 1449 92-001 ニアフィールドの応力評価手法の開発
- 2) 岩の力学 基礎から応用まで 日本材料学会編 丸善出版 1993/12
- 3) 日本鉱業会誌 資源と素材 深部の地圧と地熱について 平松良夫
Vol.84 No.965(68-9)
- 4) 土と構造物の実際の挙動 土質工学会編 土質基礎工学ライブラリー31 1988
- 5) 電力施設地下構造物の設計と施工 社) 電力土木技術協会 1986.3
- 6) 電中研報告 U87001 放射性廃棄物貯蔵施設立地条件の地学的検討 -深部鉱山坑道の地質・地下水に関する文献調査- 昭和62年12月