

# 機械による掘削影響試験の事前調査・解析

－平成5年度実施分－

杉原弘造  
大石清隆  
榎石利博  
石島文代

1994年9月

動力炉・核燃料開発事業団  
東濃地科学センター

複製又はこの資料の入手については、下記にお問い合わせ下さい。

〒509-51 岐阜県土岐市泉町定林寺959-31

動力炉・核燃料開発事業団

東濃地科学センター 技術開発課

Inquiries about copyright and reproduction should be addressed to: Geotechnics Development Section, Tono Geoscience Center, Power Reactor and Nuclear Fuel Development Corporation 959-31, Jorinji, Izumi-machi, Toki-shi, Gifu-ken 509-51, Japan

© 動力炉・核燃料開発事業団 (Power Reactor and Nuclear Fuel Development Corporation) 1994

公開資料

P N C T N 7 4 1 0 9 4 - 0 4 9

1994年9月

## 機械による掘削影響試験の事前調査・解析 －平成5年度実施分－

杉原弘造\* 大石清隆\* 榊利博\* 石島文代\*

### 要旨

岩盤中に立坑や水平坑道などの空洞を掘削するのに伴い発生する、力学的・水理学的な特性・条件が変化した空洞周辺の岩盤領域（以下、掘削影響領域という）は、地下施設の設計・建設や安全性の評価において、考慮すべき重要な要素のひとつと考えられる。

動燃事業団が地層科学研究の一環として、これまで東濃鉱山において実施してきた掘削影響研究の結果、掘削影響領域のひろがりや掘削影響領域の発生に関する要因などが明らかとなった。しかし、これらは発破により坑道を掘削した場合の岩盤への影響を評価した試験の結果であるため、機械による掘削影響試験を行い、掘削影響領域の工法依存性を評価することとした。あわせてこれまでに掘削影響研究のために改良・開発した機器や、これまでの掘削影響研究で評価されていない機器・手法の掘削影響評価への適用性を評価することとした。この研究により、工法別の掘削影響領域に関する情報がそろい、地下施設の支保の設計、建設方法の選定、地下水の水理や岩盤の力学的安定性など安全性の評価に必要な情報が取得できると考えられる。

機械による掘削影響試験は、平成4年度に計測用の坑道の掘削から開始した。平成5、6年度に事前調査・解析、平成7年度に機械（ブームヘッダ）による坑道掘削を行い、掘削中の調査および事後調査・解析を実施する計画である。

平成5年度の事前調査・解析の目的は、①試験坑道周辺岩盤の掘削前の力学的・水理学的な特性・条件を把握すること、および、②数値解析により坑道掘削に伴う岩盤の変位や応力変化を予測することである。平成5年度に実施した事前調査・解析は、①室内試験、②コア観察および孔内壁面観察、③孔内載荷試験、④透水試験、⑤弾性波トモグラフィー調査、⑥比抵抗トモグラフィー調査、⑦初期応力測定、⑧事前解析である。

この報告書では、平成5年度に実施した事前調査・解析の内容と結果について報告する。

---

\* 動力炉・核燃料開発事業団 東濃地科学センター 環境地質課

1 9 9 4 年 9 月

Investigations and numerical analysis at pre-excavation stage  
of Machine Excavation Effects Experiment

Kozo SUGIHARA\*, Kiyotaka OHISHI\*, Toshihiro SAKAKI\*, and Fumiyo ISHIJIMA\*

Abstract

Excavation of a shaft or a horizontal drift in a rock mass probably affects the rock mass around the openings. It is necessary in the design, construction and safety assessment of underground facilities to consider the properties and extent of the EDZ (Excavation Disturbed Zone; the zone where rock properties and rock conditions have been changed due to excavation).

PNC has carried out the in-situ experiments in the Tono mine and has identified the controlling factors in the generation and extent of the EDZ due to blasting. In order to evaluate dependence of the generation and extent of the EDZ on excavation method, Machine Excavation Effects Experiment has been started. In FY 1992, a horizontal drift for measurements(measuring drift) was excavated. A horizontal drift parallel to the measuring drift(test drift) is scheduled to be excavated by a machine in FY 1994. The investigations and numerical analysis before excavation of the test drift were carried out in FY 1993.

The objectives of the investigations and numerical analysis carried out in FY 1993 are as follows:

- to measure and evaluate the rock properties and the rock conditions around the test drift before excavation, and
- to predict by numerical analysis the displacements and stress change during excavation of the test drift.

The investigations and numerical analysis in FY 1993 consist of the following items:

- laboratory tests to measure the compressive strength, deformation modulus, seismic wave velocity, electric resistivity, and so on,
- in-situ tests to estimate deformability and permeability,
- borehole wall observation,
- measurement of the initial stress,
- seismic tomography and resistivity tomography, and
- numerical analysis to predict the displacements and stress change by the Finite Element Method.

This report describes the details of these investigations and numerical analysis carried out in FY 1993.

(目次)

	ページ
1. はじめに	1
2. 平成5年度の事前調査・解析の概要	2
3. 室内試験	5
4. コア観察および孔内壁面観察	22
5. 孔内載荷試験	35
6. 透水試験	42
7. 弹性波トモグラフィー調査	54
8. 比抵抗トモグラフィー調査	65
9. 初期応力測定	76
10. 事前解析	85
11.まとめ	103

## 1. はじめに

岩盤中に立坑や水平坑道などの空洞を掘削すると、空洞周辺の岩盤の変形性や透水性といった力学的・水理学的特性と、応力や間隙水圧といった力学的・水理学的条件が変化すると考えられる。このような力学的・水理学的な特性・条件が変化した空洞周辺の岩盤領域（以下、掘削影響領域という）は、地下施設の設計・建設や力学的安定性など安全性の評価において、考慮すべき重要な要素のひとつと考えられる。

動燃事業団では地層科学研究の一環として、昭和62年度以来、岐阜県土岐市の東濃鉱山において水平坑道や立坑を掘削し、掘削影響領域の力学的・水理学的特性とその広がりや、掘削影響領域の発生に関する要因の研究などを、掘削影響研究として実施してきた。その結果、坑道掘削に発破工法を用いた場合には掘削影響領域が坑道周囲の約1mの範囲で存在すること、掘削影響領域は主に、き裂の発生と変化・応力の再配分・不飽和領域の発生に伴い発生していると考えられることが明らかとなった。しかし、このような変化は主に発破損傷に起因していると考えられたため、機械による掘削影響試験を行い、この結果とこれまでの発破掘削による掘削影響試験の結果を比較することとした。一般には、機械による坑道掘削は発破による坑道掘削に比べて周辺岩盤への影響が小さいといわれており、岩盤への影響が異なる場合の掘削影響領域に関する情報が得られることにより、地下施設の設計・建設方法の選定や、地下水の水理や岩盤の力学的安定性など安全性の評価に必要な情報が取得できると考える。また、あわせてこれまでに掘削影響研究のために改良・開発した機器や東濃鉱山での掘削影響研究で評価されていない機器・手法の掘削影響評価への適用性を評価することとした。

機械による掘削影響試験は、平成4年度に計測用の坑道を掘削し開始した。平成5、6年度に事前調査・解析を行い、平成7年度に機械（ブームヘッダ）による坑道掘削を行い、掘削中の調査および事後調査・解析を実施する計画である。

この報告書では、平成5年度に実施した事前調査・解析の結果、坑道掘削予定岩盤の掘削前の力学的・水理学的な特性・条件が把握するとともに、坑道掘削に伴う岩盤の変位や応力変化を予測できたので、その内容と結果について報告する。

## 2. 平成5年度の事前調査・解析の概要

### 2.1 試験位置

機械による掘削影響試験の研究対象としている場所は、東濃鉱山の北延NATM坑道である(図2.1)。北延NATM坑道は、新第三紀堆積岩である瑞浪層群土岐夾炭累層下部層に掘削されており、地表下およそ135mに位置する。北延NATM坑道の詳細図を図2.2に示す。平成4年度には計測用の坑道(以下、計測坑道という)を15m掘削した。計測坑道は、高さ3m、幅3mの馬蹄形である。平成5年度には、計測坑道から平成7年度に機械による掘削を計画している坑道(以下、試験坑道という)に向けて計測用の試錐を行い、各種の事前調査を実施した。予定される試験坑道は高さ2.5m、幅2.5mの馬蹄形で長さ25mである。

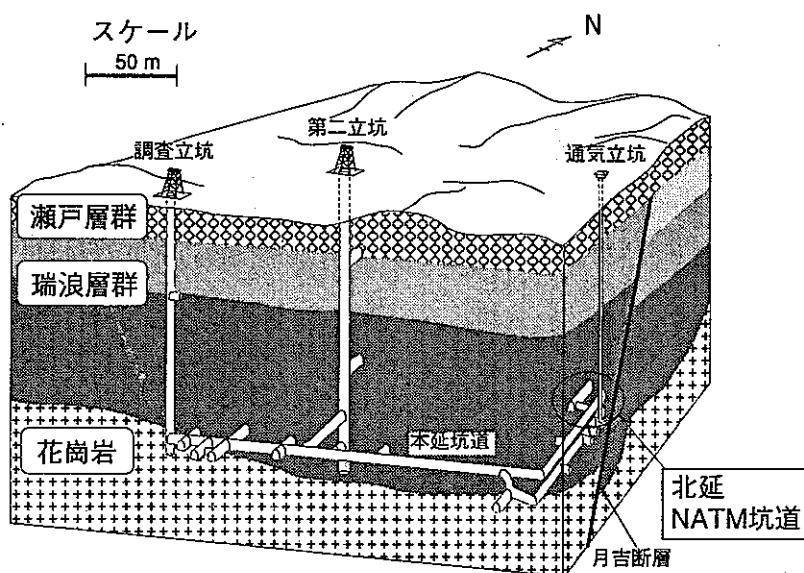


図2.1 東濃鉱山の地質・坑道の概要

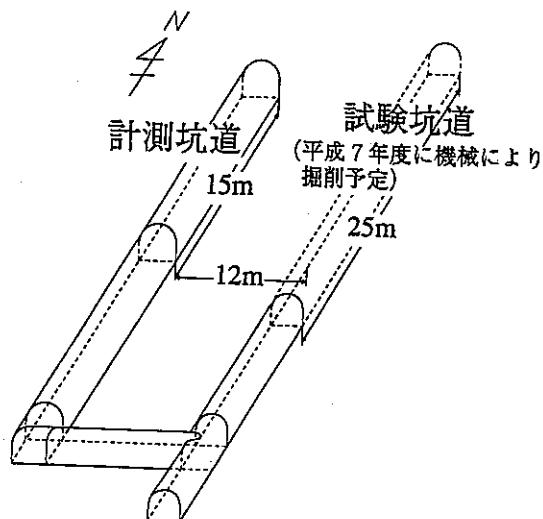


図2.2 試験に関する坑道の配置

## 2. 2 試験の目的

第1章で述べたように、機械による掘削影響試験の目的は次のとおりである。

- ① 岩盤への影響が小さいと考えられる工法（機械掘削工法）を用いた場合の掘削影響領域の力学的・水理学的特性とその広がりについて情報を取得する。
- ② ①と岩盤への影響が大きいと考えられる工法（発破掘削工法）を用いた場合を比較し、掘削影響領域の掘削工法依存性を評価する。
- ③ 掘削影響研究のために改良・開発された機器、およびこれまで東濃鉱山での掘削影響試験で未使用の機器・手法の適用性を評価し、掘削影響評価のための計測・解析手法を改良する。

平成5年度はこの試験の事前調査であり、その目的は次のとおりである。

- ① 試験坑道周辺岩盤の掘削前の力学的・水理学的な特性・条件を把握する。
- ② 数値解析により坑道掘削に伴う岩盤の変位や応力変化を予測する。

## 2. 3 試験の内容

今回の試験では掘削影響領域の掘削工法依存性の評価を主目的のひとつとしているため、発破工法による掘削影響試験で取得された情報と同様の情報を取得する必要がある。このため調査の内容は、発破工法による掘削影響試験での試験の内容に準ずることとした。平成5年度に実施した事前調査・解析は以下のとおりである。

- ①コアを用いた室内岩石特性試験
- ②コア観察および孔内壁面観察
- ③孔内載荷試験
- ④透水試験
- ⑤弾性波トモグラフィー
- ⑥比抵抗トモグラフィー
- ⑦初期応力測定
- ⑧事前解析

図2.3に事前調査のために掘削した試錐孔の配置を、表2.1に各試錐孔の仕様などを示す。

比抵抗トモグラフィー調査は発破工法による掘削影響試験では実施しておらず、掘削影響評価には未適用の調査手法であるが、比抵抗は水分量と関係しているといわれていることから、掘削に伴う水理学的な岩盤条件の変化を把握できる可能性があるため、今回、新たに試みることとした。また、透水試験では動燃が開発した「水理学的緩み領域計測装置」を掘削前後で試用し、水理学的な掘削影響評価への適用性を評価することにした。

事前解析では、岩盤の岩相の分布と同一岩相内での岩質の異方性を取り込んだモデルを用いることとし、岩盤のモデル化に際してこれらの要因がどの程度重要かを評価することとした。

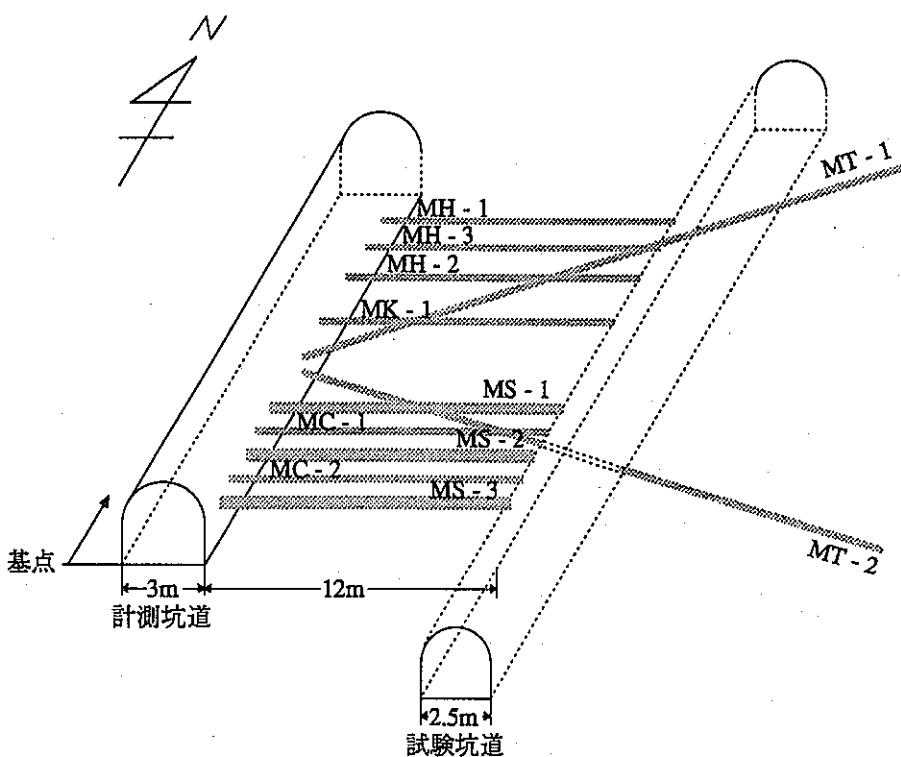


図2.3 計測用ボーリング孔の配置

表2.1 計測用ボーリング孔の仕様

孔名	孔径 (mm)	孔長 (m)	角度 (°)	※ 基点から の距離 (m)	用 途
MH-1	86	12	-1	13	透水試験
MH-2	86	12	-1	11	透水試験
MH-3	86	12	-1	12	透水試験
MK-1	66	12	+1	9	孔内載荷試験
MT-1	66	26	+25	7	トモグラフィ調査
MT-2	66	24	-15	7	トモグラフィ調査
MC-1	66	12	+3	4	応力測定チェック孔
MC-2	66	12	+3	2	応力測定チェック孔
MS-1	218	11	+3	.5	応力測定
MS-2	218	10.5	+3	3	応力測定
MS-3	218	10	+3	1	応力測定

※+：上向き、-：下向き ※※ 図2.3参照

### 3. 室内試験

#### 3. 1 概要

坑道掘削予定位置の周辺岩盤の物理定数および力学的特性値を求めるために、室内試験を実施した。岩盤の物理定数や力学的特性値に岩相による差や異方性があるかどうかを確認するために、試験対象岩盤の概略的な地質構造から細粒砂岩および粗粒砂岩の2岩相に分類し（10.2 解析手法、(b)岩盤のモデル化参照）、各岩相ごとに堆積面に対して垂直・平行の2方向から供試体を採取して試験を行った。試験に使用した供試体は、初期応力測定用のMS-3孔のボーリングコア（ $\phi 218\text{mm}$ ）から採取した。実施した試験は、物理試験、一軸圧縮試験、三軸圧縮試験、弾性波速度測定および比抵抗測定である。試験結果は、事前解析で用いる岩石の変形特性や初期応力状態を設定する際の参考とし、また、トモグラフィー調査から得られる岩盤の弾性波速度や比抵抗値と比較するための基礎データとした。

#### 3. 2 試験方法

##### (1) 物理試験（見かけ比重、有効間隙率、吸水率、土粒子の密度、潤滑密度）

細粒砂岩および粗粒砂岩の岩相ごとに、一軸圧縮試験・三軸圧縮試験・弾性波速度測定および比抵抗測定で採取した供試体の残片を用いて、物理試験を実施した。潤滑密度については、各試験用に作成した供試体ごとに計測した。試験方法は、土質工学会基準等に準拠した（詳細は、(6)試験基準参照）。

##### (2) 一軸圧縮試験

試験に用いた供試体は、直径50mm、高さ100mmの円柱形であり、細粒砂岩および粗粒砂岩の岩相ごとに堆積面に対して垂直・水平の2方向でそれぞれ3個ずつ、計12個の供試体を用いて試験を行った。

試験装置を図3.1に示す。この試験装置は、三軸圧縮試験機と共に、最大載荷重5ton、三軸室の最大拘束圧が $100\text{kg/cm}^2$ （約9.8MPa）の軟岩用高剛性タイプである。試験はひずみ制御で行い、荷重と変位の測定値をデータロガーで記録して応力～ひずみ曲線を自動作図した。従来、東濃鉱山の岩石を用いての室内試験では、変位の測定は供試体上下の載荷板の相対的な動きを外部変位計（以下を略してEXTと表記する）を用いて測定する方法で行っていた。しかし、この方法ではベディングエラー（供試体の上下端での過大な軸差変位量）がある<sup>1)</sup>ことから、EXTの他に供試体のA B間に設置した局所変位計（Local Deformation Transducer；以下LDTと表記する）を用いる2つの方法により変位を測定し、両者の測定値の差を比較した（図3.2）。得られた応力～ひずみ曲線から、最大強度、弾性係数 $E_0$ （応力～ひずみ曲線の初期接線勾配）および変形係数 $E_{50}$ （応力～ひずみ曲線における最大強度の $1/2$ の点と原点の割線勾配）を求めた。

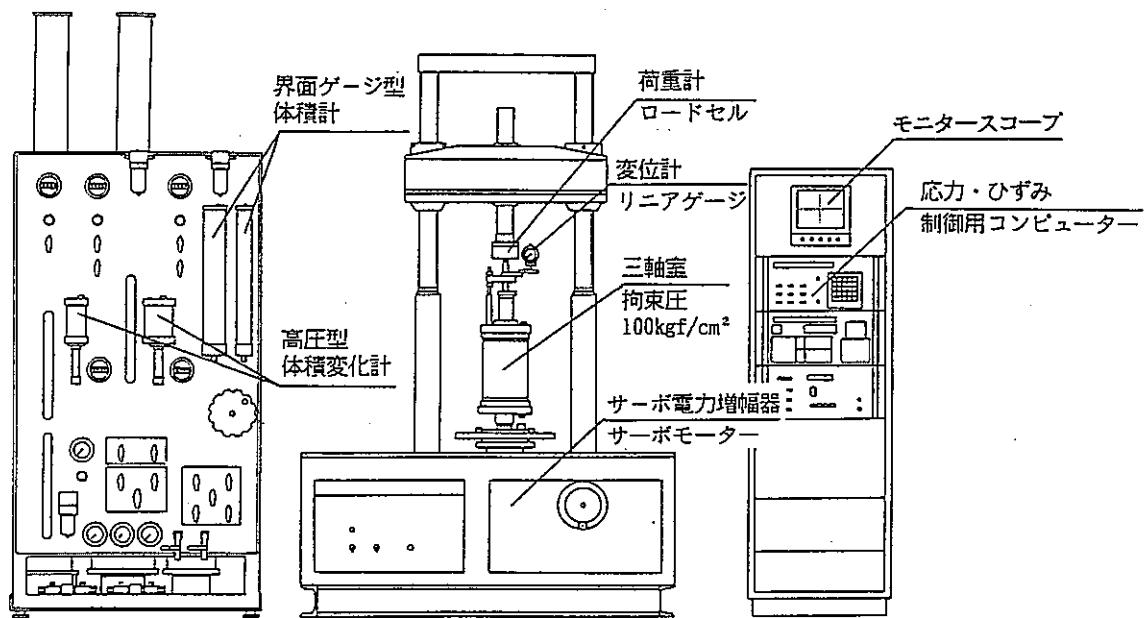


図 3.1 一軸・三軸試験装置

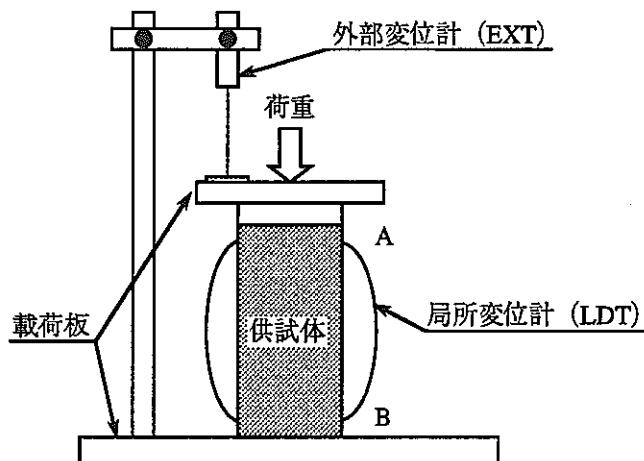


図 3.2 供試体の設置概要

### (3) 三軸圧縮試験

試験に用いた供試体は、直径50mm、高さ100mmの円柱形であり、細粒砂岩および粗粒砂岩の岩相ごとに拘束圧が3段階で堆積面に対して垂直・平行の2方向でそれぞれ2供試体ずつ、計24個の供試体を用いて試験を行った。拘束圧は、試験坑道付近の最大主応力値が $30\text{kgf}/\text{cm}^2$  (2.94MPa) 程度であることから、原位置での応力値を最大拘束圧として、0.98、1.96、2.94MPaに設定した。

試験はひずみ制御で行い、荷重、変位および間隙水圧の測定値をデータロガーで記録

して、応力～ひずみ曲線および間隙水圧～ひずみ曲線を自動作図した。得られた応力～ひずみ曲線から、最大軸差強度、残留強度、弾性係数 $E_d$ 、変形係数 $E_s$ およびポアソン比を求めた。強度定数は、各拘束圧での応力円に接する直線の切片（＝粘着力 $C_u$ ）および傾き（＝せん断抵抗角 $\phi_u$ ）で表される。有効応力表示の場合、間隙水圧の分だけ移動したそれぞれの応力円に接する直線の切片（＝粘着力 $C_{u'}$ ）および傾き（＝せん断抵抗角 $\phi_{u'}$ ）で表される。図3.3に強度定数の求め方を示す。間隙水圧の測定では、供試体を完全に飽和させ、また間隙水圧の測定精度を上げるために、0.294MPaのバックプレッシャーをあらかじめ供試体に与えた。排水条件は、圧密非排水条件（CU条件）で行った。

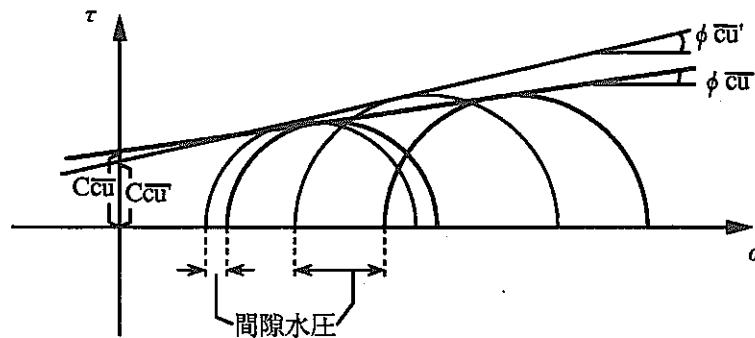


図3.3 強度定数の求め方

#### (4) 弹性波速度測定

試験に用いた供試体は、高さ50mm、直径50mmの円柱形供試体である。供試体数は、細粒砂岩および粗粒砂岩の2岩相ごとに堆積面に対して垂直・平行の2方向についてそれぞれ4供試体ずつ（粗粒砂岩の水平方向については3供試体）、計15供試体である。

弹性波速度は、供試体の長さと弹性波が供試体を透過するために要した時間から求めた。また、動弾性係数 $E_d$ 、動せん断弾性係数 $G_d$ および動ポアソン比 $\nu_d$ は次式より求めた。

$$E_d = 2(1 + \nu_d) \times G_d \quad (\text{MPa})$$

$$G_d = \frac{10 \cdot \rho_t \cdot V_s^2}{980} \quad (\text{MPa})$$

$$\nu_d = \left\{ \left( \frac{V_p}{V_s} \right)^2 - 2 \right\} / 2 \left\{ \left( \frac{V_p}{V_s} \right)^2 - 1 \right\}$$

ここで、 $V_p$ ：P波速度 (m/sec)、 $V_s$ ：S波速度 (m/sec)、  
 $\rho_t$ ：密度 (g/cm<sup>3</sup>) である。

#### (5) 比抵抗測定

試験に用いた供試体は、弹性波速度測定と同一のものである。試験では、供試体を絶

縁性のサンプルホルダーにはさみ、外側の2本の電流電極間で電流を流し、内側の電位電極で供試体の両端の電位差を測定した。比抵抗値は、次式により算出した。

$$\rho = \frac{V}{I} \cdot \frac{S}{L} \quad (\Omega \cdot m)$$

ここで、V (v) は電位差、I (A) は電流値、S ( $m^2$ ) およびL (m) はそれぞれ供試体の断面積と高さを表す。

比抵抗測定は、乾燥状態では不可能であるので、今回の試験では自然状態の供試体を用いた。また、試験は一定の温度条件下 (22°C) で実施した。

#### (6) 試験基準

試験項目および準拠した試験基準を表3.1に示す。比抵抗測定については、現在特に測定基準はない。

表3.1 試験項目および試験基準

試験項目	試験基準	
見かけ比重 有効間隙率 吸水率	KDK S 0501-1968	建設省土木試験基準
土粒子の密度	J S F T 111-1990	土質工学会基準
湿潤密度	J S F T 191-1990	土質工学会基準
一軸圧縮試験	J S F T 523-1990	土質工学会基準
三軸圧縮試験	J S F T 523-1990	土質工学会基準
弾性波速度測定	岩石試料の速度測定要項	物理探鉱技術協会

### 3. 3 結果

各試験から得られた結果を表3. 2～3. 8および図3. 4～3. 15に示す。

#### (1) 一軸圧縮試験

図3. 4に一軸圧縮強度と乾燥密度の関係を示す。乾燥密度が大きくなるほど一軸圧縮強度が小さくなり、高い負の相関性が認められる。一軸圧縮強度は、細粒砂岩では堆積面に垂直方向が7.5～8.5MPa、堆積面に平行方向が4.0～5.5MPaであり、粗粒砂岩では2.5～3.5MPaである。細粒砂岩については、堆積面に平行方向より垂直方向の方が一軸圧縮強度が大きくなっている。

図3. 5と3. 6は、それぞれ一軸圧縮強度とEXTおよびLDTにより求めた変形係数 $E_{50}$ との関係を示したものである。これらの図より、どちらの変位計を用いても得られる変形係数が大きいほど一軸圧縮強度が大きくなっていること、一軸圧縮強度と変形係数の間には正の相関が認められる。

図3. 7にEXTで求めた変形係数 $E_{50}$ とLDTで求めた変形係数 $E_{50}$ との関係を示す。この図より、LDTで求めた変形係数 $E_{50}$ は、EXTで求めた変形係数 $E_{50}$ の約2倍の値になっている。

#### (2) 三軸圧縮試験

図3. 8および3. 9に、三軸圧縮試験から求めた強度定数（粘着力 $C_{cu}$ 、せん断抵抗角 $\phi_{cu}$ ）を示す。この図より、強度定数は全体的にばらつきが大きいことが分かる。

図3. 10と3. 11に、それぞれ細粒砂岩および粗粒砂岩についての最大軸差強度および残留強度と拘束圧の関係を示す。最大軸差強度は細粒砂岩が5.5～9.0MPa、粗粒砂岩が5.0～7.0MPaであり、残留強度は細粒砂岩が2.5～5.0MPa、粗粒砂岩が3.0～6.0MPaである。また、細粒砂岩の最大軸差強度を除けば、拘束圧の増加とともに強度が増加する傾向が見られる。

図3. 12に拘束圧と変形係数の関係を示す。この図より、細粒砂岩・粗粒砂岩ともに拘束圧の増加とともに変形係数が増加していることが分かる。

図3. 13に拘束圧とポアソン比の関係を示す。細粒砂岩については、拘束圧が大きくなるとポアソン比も大きくなる傾向が見られる。

#### (3) 弹性波速度測定

自然状態の弾性波速度は、P波速度は細粒砂岩が2200～2600m/sec、粗粒砂岩が1600～2200m/secであり、S波速度は細粒砂岩・粗粒砂岩ともに700～1000m/secである。

#### (4) 比抵抗測定

自然状態の比抵抗値は、細粒砂岩が8～15Ωm、粗粒砂岩が11～45Ωmである。

表3.2 物理試験結果（みかけ比重、有効間隙率、吸水率）

試料名	試料No.	採取深度 (m)	みかけ比重			有効間隙率 (%)	吸水率 (%)
			自然状態	強制乾燥状態	強制湿潤状態		
細粒砂岩	1	1.00~2.00	1.97	1.74	2.09	34.56	19.85
	2	1.00~2.00	1.91	1.65	2.03	38.26	23.22
	3	1.00~2.00	1.86	1.55	1.97	41.80	26.93
粗粒砂岩	1	7.00~8.00	2.02	1.71	2.05	33.74	19.68
	2	7.00~8.00	2.08	1.79	2.11	32.21	17.97
	3	7.00~8.00	2.08	1.80	2.12	32.27	17.97

ただし、MS：細粒砂岩  
CG：粗粒砂岩  
V：堆積面に垂直方向  
H：堆積面に平行方向

表3.3 物理試験結果（土粒子の密度）

試料名	採取深度 (m)	試料No.	土粒子の密度 $\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	平均密度 $\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )
細粒砂岩	1.00~4.00	1	2.717	2.705
		2	2.691	
		3	2.706	
粗粒砂岩	6.00~8.00 9.00~11.00	1	2.747	2.734
		2	2.744	
		3	2.711	

表3.4 一軸圧縮試験結果

試料名	採取深度 (m)	試料No.	一軸圧縮強度 $q_u$ (MPa)	破壊ひずみ (%)	弾性係数 $E_0$ (LDT) (GPa)	変形係数 $E_{50}$ (EXT) (GPa)	変形係数 $E_{50}$ (LDT) (GPa)	湿潤密度 $\rho_t$ (g/cm <sup>3</sup> )	含水比 W (%)	乾燥密度 $\rho_d$ (g/cm <sup>3</sup> )
MS - V	2.00 ~ 3.00	1	7.59	0.57	3.42	1.64	3.29	1.974	26.71	1.558
		2	7.42	0.58	3.60	1.65	3.26	1.972	20.90	1.631
		3	8.51	0.55	3.95	1.86	3.42	1.978	25.58	1.575
MS - H	1.00 ~ 2.00	1	4.08	0.40	1.58	1.23	2.32	2.019	21.00	1.669
		2	3.94	0.49	1.90	1.05	2.10	2.109	21.52	1.736
		3	5.28	0.48	3.92	1.32	2.90	2.106	19.46	1.763
CG - V	7.00 ~ 8.00	1	3.28	0.49	1.02	0.78	1.26	2.103	17.03	1.797
		2	2.68	0.52	0.62	0.68	1.04	2.098	17.78	1.781
		3	3.38	0.48	1.20	0.80	1.27	2.098	17.21	1.790
CG - H	7.00 ~ 8.00	1	2.74	0.61	0.96	0.56	0.93	2.108	14.91	1.834
		2	2.49	0.88	0.45	0.32	1.06	2.109	14.51	1.842
		3	3.08	0.56	0.70	0.65	1.09	2.130	14.25	1.864

ただし、MS：細粒砂岩

注) 乾燥密度は次式から求めた。

CG：粗粒砂岩

V：堆積面に垂直方向

H：堆積面に平行方向

LDT：外部変位計により変位を測定

EXT：局所変位計により変位を測定

$$\rho_d = \frac{\rho_t}{1 + \frac{W}{100}}$$

表3.5 三軸圧縮試験結果（細粒砂岩）

試料名	試料No.	拘束圧 (MPa)	最大軸差強度 (MPa)	残留強度 (MPa)	破壊ひずみ (%)	弾性係数 (GPa)	変形係数 (GPa)	ボアソン比	潤滑密度 (kgf/cm <sup>3</sup> )	含水比 (%)	間隙比	飽和度 (%)
MS - V	1	0.98	8.31	4.06	0.67	1.50	1.50	0.32	1.93	29.3	0.816	97.2
		1.96	8.94	3.17	0.85	1.78	1.51	0.31	1.93	32.0	0.850	101.8
		2.94	6.39	4.11	0.86	1.53	1.49	0.29	2.04	25.6	0.699	103.4
	2	0.98	7.80	2.57	0.72	1.49	1.41	0.27	1.94	22.3	0.705	85.7
		1.96	5.96	3.57	0.71	1.50	1.43	0.34	1.99	16.5	0.586	76.1
		2.94	7.27	3.56	0.68	2.13	1.84	0.40	2.01	21.1	0.632	90.1
MS - H	1	0.98	8.09	3.80	0.73	1.52	1.52	0.24	2.02	26.4	0.690	103.3
		1.96	5.36	4.11	0.71	1.57	1.44	0.45	2.08	20.3	0.564	97.2
		2.94	6.96	5.19	0.66	2.09	1.94	0.41	2.10	19.2	0.538	96.5
	2	0.98	7.22	3.45	0.75	1.30	1.30	0.28	2.03	20.2	0.599	91.3
		1.96	6.70	4.02	0.67	1.62	1.59	0.33	1.98	20.7	0.651	86.1
		2.94	7.43	4.88	0.75	2.01	1.80	0.29	2.08	20.6	0.571	97.5

ただし、MS：細粒砂岩  
V：堆積面に垂直方向  
H：堆積面に平行方向

表 3.6 三軸圧縮試験結果（粗粒砂岩）

試料名	試料No.	拘束圧 (MPa)	最大軸差強度 (MPa)	残留強度 (MPa)	破壊ひずみ (%)	弾性係数 (GPa)	変形係数 (GPa)	ボアソン比	湿潤密度 (kgf/cm <sup>3</sup> )	含水比 (%)	間隙比	飽和度 (%)
CG-V	1	0.98	5.30	3.32	1.01	1.01	1.01	0.49	2.11	16.7	0.515	88.8
		1.96	5.95	4.27	2.97	1.59	1.43	0.44	2.11	17.4	0.521	91.4
		2.94	6.81	5.28	3.30	1.69	1.53	0.43	2.12	16.4	0.504	89.1
	2	0.98	6.07	3.58	1.86	1.07	1.06	0.47	2.11	16.3	0.506	87.9
		1.96	7.08	4.16	0.96	1.42	1.35	0.41	2.12	17.8	0.522	93.0
		2.94	6.12	5.74	5.29	1.80	1.37	0.45	2.12	16.9	0.510	90.7
CG-H	1	0.98	5.05	4.25	4.02	0.69	0.66	0.43	2.07	14.9	0.517	78.6
		1.96	5.53	5.16	5.06	1.14	0.88	0.45	2.08	18.4	0.560	89.7
		2.94	6.25	5.63	1.91	1.70	1.48	0.30	2.10	16.3	0.515	86.6
	2	0.98	5.24	4.22	2.55	0.99	0.99	0.49	2.10	16.6	0.517	87.9
		1.96	5.67	5.23	4.55	1.41	1.21	0.45	2.10	14.5	0.487	81.2
		2.94	6.40	5.93	4.71	1.80	1.48	0.45	2.11	15.9	0.504	86.3

ただし、CG：粗粒砂岩  
V：堆積面に垂直方向  
H：堆積面に平行方向

表 3.7 三軸圧縮試験結果（強度定数）

試料名	試料No.	$C_{\text{ov}}$ (MPa)	$\phi_{\text{ov}}$ (°)	$C_{\text{av}}$ (MPa)	$\phi_{\text{av}}$ (°)
MS - V	1	3.94	0.00	3.94	0.00
	2	2.96	5.88	1.04	34.47
MS - H	1	2.28	12.70	※	※
	2	3.10	4.99	2.93	7.43
CG - V	1	1.69	16.15	1.27	23.84
	2	2.78	4.93	2.67	6.60
CG - H	1	1.73	13.63	0.42	33.51
	2	1.83	13.15	0.99	25.56

※については、応力円から算出することが不可能のため記載なし

ただし、MS：細粒砂岩  
 CG：粗粒砂岩  
 V：堆積面に垂直方向  
 H：堆積面に平行方向

表3.8 弹性波速度・比抵抗測定結果

試料名	採取深度 (m)	試料No.	湿潤密度 $\rho_t$ (g/cm <sup>3</sup> )	飽和度 Sr (%)	体積含水率 (%)	平均比抵抗値 (Ωm)	P波伝播速度 Vp (m/sec)	S波伝播速度 Vs (m/sec)	動ボアソン比 $\nu_d$	動せん断弾性係数 Gd (GPa)	動弾性係数 Ed (GPa)
MS - V	2.00 ↓ 3.00	1	2.028	79.51	27.50	14.83	2,190	955	0.383	1.85	5.12
		2	2.013	90.14	33.89	12.87	2,360	966	0.400	1.87	5.25
		3	1.893	100.00*	47.00	8.22	2,300	837	0.425	1.31	3.74
		4	1.994	94.60	37.64	10.32	2,480	877	0.428	1.54	4.38
MS - H	1.00 ↓ 2.00	1	1.977	85.43	31.43	11.85	2,410	1,040	0.385	2.15	5.95
		2	2.013	88.67	31.65	13.19	2,420	875	0.425	1.54	4.39
		3	2.030	98.77	36.74	13.38	2,330	984	0.392	1.97	5.48
		4	2.037	96.00	34.65	14.33	2,570	931	0.424	1.76	5.04
CG - V	6.00 ↓ 7.00	1	2.091	94.68	32.57	15.85	2,090	910	0.383	1.73	4.79
		2	2.075	100.00*	44.00	19.10	2,190	751	0.433	1.17	3.35
		3	2.139	91.56	27.65	29.41	1,810	879	0.346	1.66	4.45
		4	2.031	91.27	34.04	11.27	1,970	736	0.419	1.10	3.12
CG - H	6.00 ↓ 7.00	1	2.080	82.70	26.54	44.13	1,620	695	0.386	1.01	2.78
		2	2.057	78.68	25.88	27.05	1,680	781	0.362	1.25	3.42
		3	2.045	82.21	28.03	22.03	1,820	795	0.383	1.29	3.57

ただし、MS：細粒砂岩  
CG：粗粒砂岩  
V：堆積面に垂直方向  
H：堆積面に平行方向

注1) 饱和度は、次式により計算した。

$$Sr = \frac{Gs \cdot W}{n} (100-n)$$

ただし、W：含水比、n：間隙率、Gs：比重（物理試験結果を引用）

注2) 表中の\*印は、計算結果飽和度が100%以上になったので、ここでは100%と仮定した。

$$\text{注3)} \quad (\text{体積含水率}) = \frac{n \cdot Sr}{100}$$

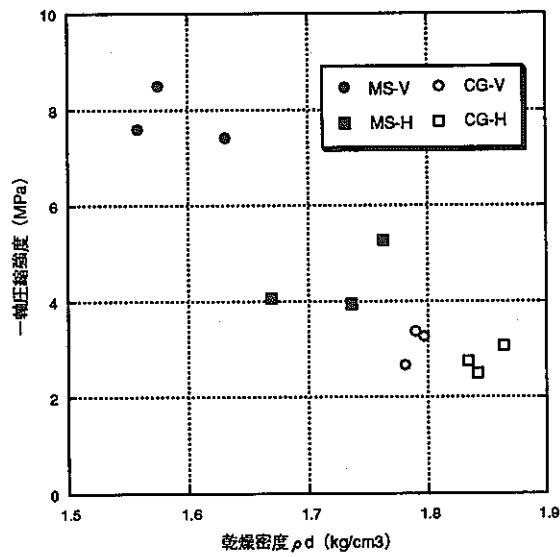


図 3.4 一軸圧縮強度と乾燥密度

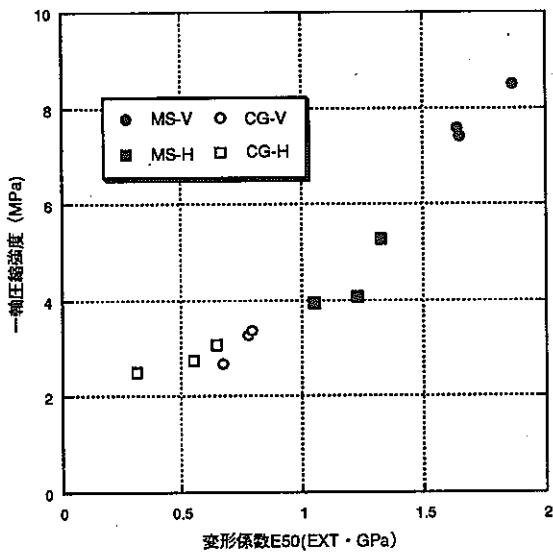


図 3.5 一軸圧縮強度と変形係数E50 (EXT)

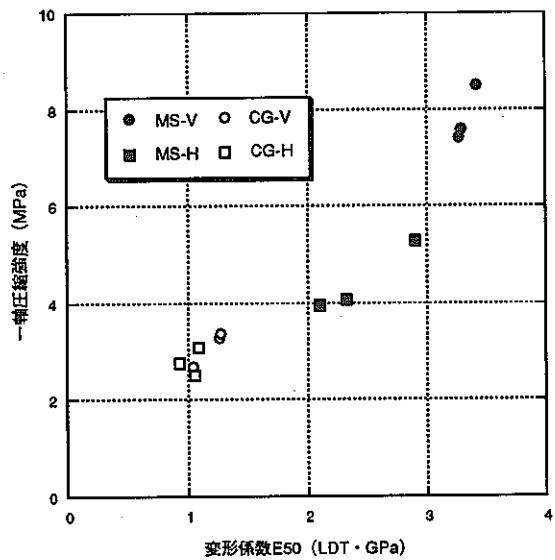


図 3.6 一軸圧縮強度と変形係数E50 (LDT)

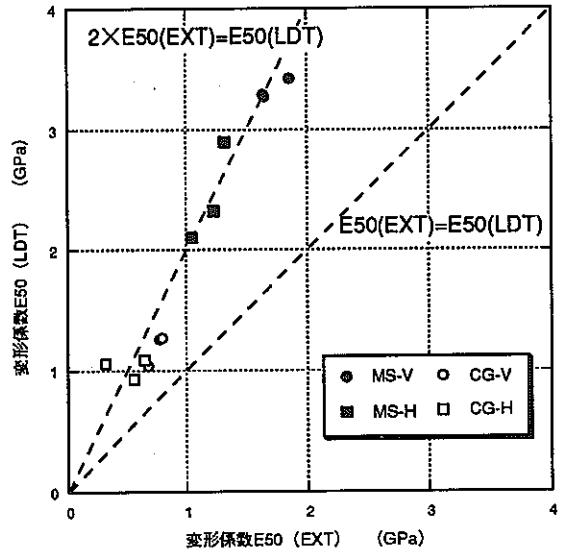


図 3.7 変形係数E50(EXT)とE50(LDT)の関係

ただし、MS：細粒砂岩  
V：堆積面に垂直方向  
LDT：外部変位計により変位を測定

CG：粗粒砂岩  
H：堆積面に平行方向  
EXT：局所変位計により変位を測定

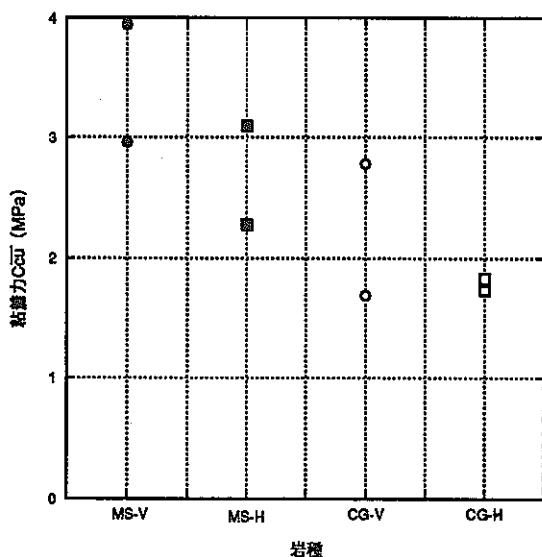


図 3.8 三軸圧縮試験から求めた強度定数（粘着力）

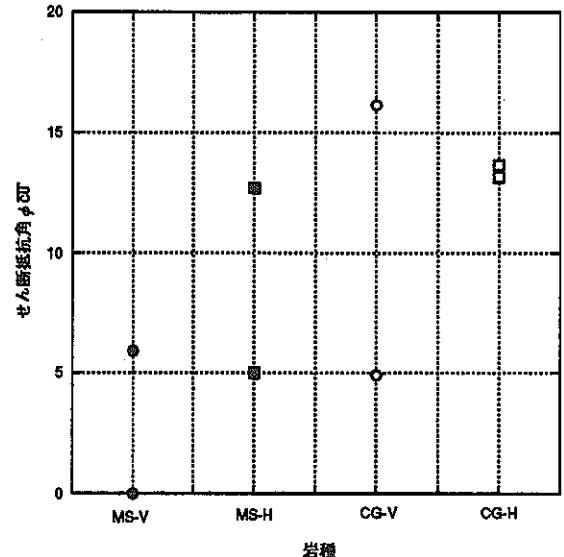


図 3.9 三軸圧縮試験から求めた強度定数（せん断抵抗角）

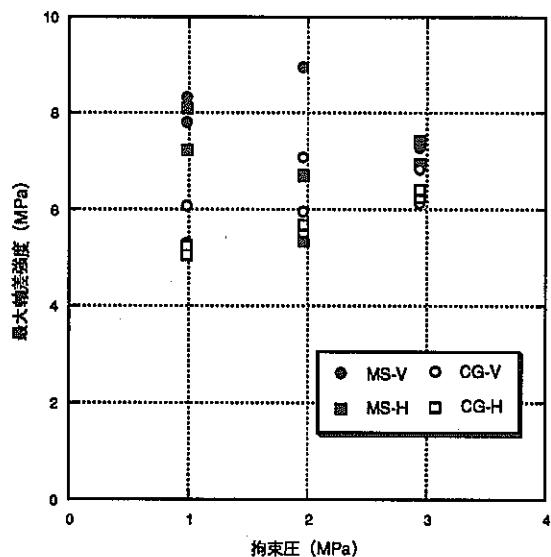


図 3.10 最大軸差強度と拘束圧の関係

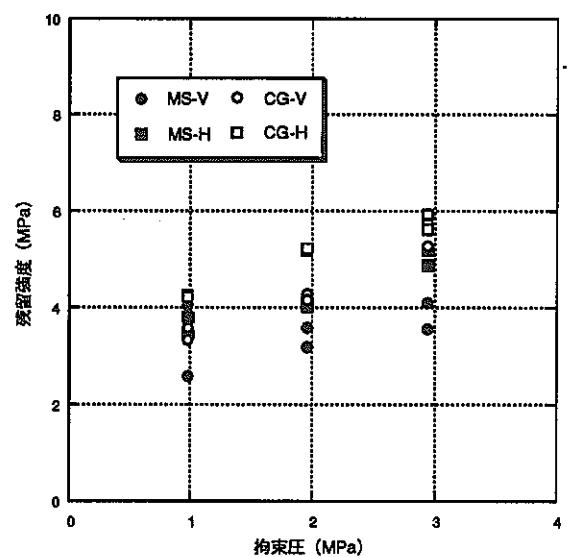


図 3.11 残留強度と拘束圧の関係

ただし、MS：細粒砂岩  
V：堆積面に垂直方向

CG：粗粒砂岩  
H：堆積面に平行方向

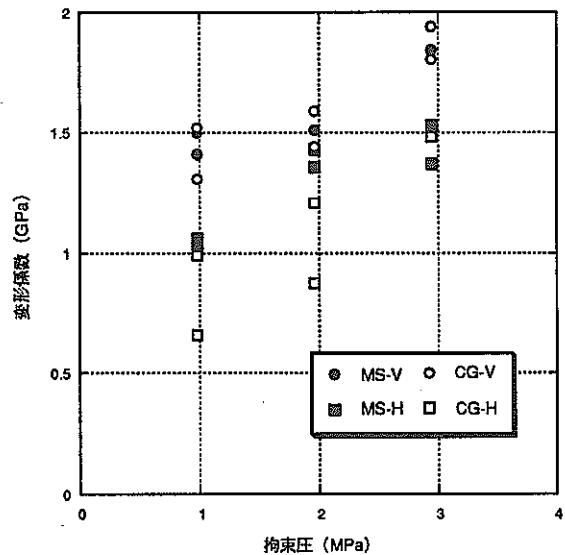


図 3.12 変形係数と拘束圧の関係

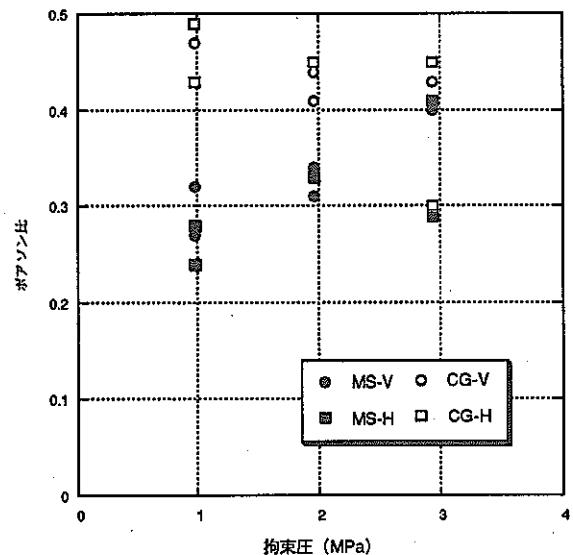


図 3.13 ポアソン比と拘束圧の関係

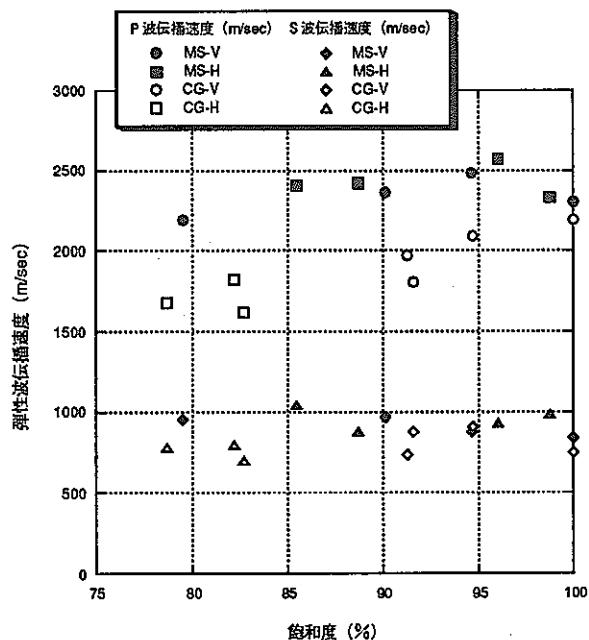


図 3.14 弾性波速度と飽和度の関係

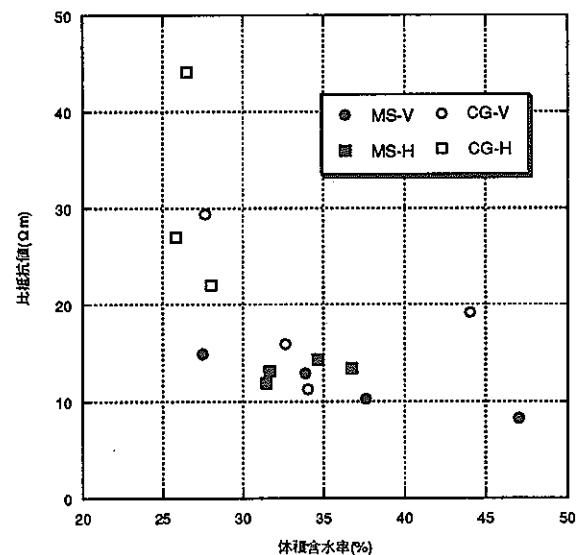


図 3.15 比抵抗値と体積含水率の関係

ただし、MS：細粒砂岩  
V：堆積面に垂直方向

CG：粗粒砂岩  
H：堆積面に平行方向

### 3. 4 考察

#### (1) 一軸圧縮試験

一軸圧縮強度と乾燥密度の関係に負の相関が見られる（図3.4）のは、礫の含有量が関係しているためと考えられる。今回の試験で用いた供試体は、礫を多く含んでいることがコア観察結果により確認されている。一般的に、礫と土粒子では礫の方が乾燥密度が大きいことから、礫の含有量が多くなるにつれて乾燥密度は大きくなる。一方、礫と土粒子の間は弱面になることから、礫の含有量が多い岩石は強度が小さくなると考えられる。今回見られた一軸圧縮強度と乾燥密度の負の相関性は、礫の含有量が多くなるほど強度が小さく密度が大きくなることによると考えられる。

一軸圧縮強度の異方性については、粗粒砂岩ではほとんど認められないが、細粒砂岩では堆積面に垂直方向の一軸圧縮強度が堆積面に平行方向の一軸圧縮強度よりも大きくなっている（図3.4）ことから、細粒砂岩の一軸圧縮強度に異方性がある可能性がある。しかし、細粒砂岩の供試体の採取位置は、垂直方向と平行方向で異なる（垂直方向が坑道壁面から2～3m、平行方向が坑道壁面から1～2m）。以上のことから、細粒砂岩の一軸圧縮強度が供試体の採取方向により異なったのは、異方性の存在と各供試体の不均質性（礫の含有量等）のいずれかが原因であると考えられる。

図3.7に示されるように、LDTで求めた変形係数 $E_{50}$ がEXTで求めた変形係数 $E_{50}$ の約2倍になっている理由としては、EXTによる変位計測では、供試体端面の整形時に形成されたゆるみ層が圧縮されたり、上下載荷板と供試体との接触が不完全であることにより、測定される変位量が大きくなつて変形係数 $E_{50}$ が小さくなつたと考えられる。今回の場合は、LDTで求めた変形係数 $E_{50}$ がEXTで求めた変形係数 $E_{50}$ の約2倍になつたが、これは供試体の整形精度や岩相ごとに異なると考えられる。

#### (2) 三軸圧縮試験

図3.8および3.9より、強度定数（粘着力 $C_{cu}$ 、せん断抵抗角 $\phi_{cu}$ ）は大きくばらついていることが分かる。この大きなばらつきのため、今回の結果からは強度定数に異方性があるとは言えない。

図3.10～3.12から、細粒砂岩・粗粒砂岩とともに、最大軸差強度、残留強度および残留強度に異方性は見られない。最大軸差強度と拘束圧の関係については、細粒砂岩では拘束圧による強度の差は見られないが、粗粒砂岩では拘束圧の増加にともなつて強度が増加する傾向が見られる。残留強度と拘束圧の関係については、細粒砂岩も粗粒砂岩も拘束圧の増加にともなつて強度が増加する傾向が見られる。また、拘束圧と変形係数の関係についても、細粒砂岩・粗粒砂岩ともに拘束圧の増加にともなつて変形係数が増加している傾向が見られる。以上のことから、強度や変形性と拘束圧の間には、相関性があると言える。

図3.13からは、ポアソン比に異方性は見られない。拘束圧とポアソン比の関係については、細粒砂岩では、拘束圧が大きくなるとポアソン比も大きくなる傾向が見られるが、粗粒砂岩では、ひとつの供試体を除いてポアソン比はほぼ一定の値（0.4～0.5）を示している。したがって、今回の結果からは、ポアソン比と拘束圧に相関性があるとは言えない。

### (3) 弹性波速度測定

弾性波速度の異方性については、層に平行な速度が層に垂直な速度よりも常に大きいことが指摘されている<sup>2)</sup>。図3.14から、特に粗粒砂岩のP波速度についてはこの指摘と同じ傾向が見られる。すなわち、粗粒砂岩のP波速度に異方性がある可能性がある。しかし、弾性波速度と飽和度の関係を見てみると、P波速度が低い平行方向では飽和度も小さく、P波速度が高い鉛直方向では飽和度も大きくなっている。以上のことから、粗粒砂岩のP波速度が供試体の採取方向によって異なったのは、異方性の存在と各供試体の飽和度の差のいずれかが原因であると考えられる。

### (4) 比抵抗測定

比抵抗値の異方性を見るために、各供試体の平均比抵抗値の平行／垂直比を求めた。細粒砂岩の異方性係数は1.14、粗粒砂岩では1.23であり、粗粒砂岩でやや平行方向の比抵抗値が大きくなっている。すなわち、比抵抗値に異方性が存在する可能性がある。

土の比抵抗値の場合、土の粒度、飽和度、体積含水率（間隙率×飽和度／100）、地層水比抵抗と関係があると言われている<sup>3)</sup>。今回の試験条件では、土の粒度や地層水比抵抗は同一なので、比抵抗値と体積含水率の関係を検討した。表3.9に、細粒砂岩と粗粒砂岩の平均比抵抗値と平均体積含水率の平行／垂直比を示す。

表3.9 平均比抵抗値と平均体積含水率の平行／垂直比

供試体名	平均比抵抗値	平均体積含水率
細粒砂岩	1.141	1.086
粗粒砂岩	1.232	1.288

均質な岩盤では、平均体積含水率の平行／垂直比はほぼ1になるはずであるが、この表によると、平均体積含水率の平行／垂直比は細粒砂岩・粗粒砂岩ともに1より大きい値であり、平均体積含水率の平行／垂直比が大きい粗粒砂岩の方が、平均比抵抗値の平行／垂直比も大きくなっている。また、比抵抗値と体積含水率の関係（図3.15）からも、体積含水率が大きくなるほど比抵抗値が小さくなる傾向が確認できる。

以上のことから、供試体の採取方向によって比抵抗値が異なったのは、異方性の存在と各供試体の体積含水率の差のいずれかが原因であると考えられる。

### 3. 5 まとめ

坑道掘削予定位置の周辺岩盤の物理定数および力学的特性値を得るために、初期応力測定用のMS-3孔のボーリングコアを用いて室内試験を実施した。今回実施した室内試験から得られた知見について、以下のようにまとめる。

#### (1) 一軸圧縮試験

- ・一軸圧縮強度は、細粒砂岩が4.0～8.5MPa、粗粒砂岩が2.5～3.5MPaであった。
- ・一軸圧縮強度と乾燥密度には、高い相関性が見られた。
- ・局所変位計（LDT）で求めた変形係数は、外部変位計（EXT）で求めた変形係数の約2倍であった。
- ・細粒砂岩は、供試体の採取方向により一軸圧縮強度が異なった。この理由として、異方性の存在と採取位置の違いによる不均質性（礫の含有量等）の2つが考えられる。

#### (2) 三軸圧縮試験

- ・強度定数はばらつきが大きいため、異方性の有無は確認できなかった。
- ・最大軸差強度は細粒砂岩が5.5～9.0MPa、粗粒砂岩が5.0～7.0MPaであり、残留強度は細粒砂岩が2.5～5.0MPa、粗粒砂岩が3.0～6.0MPaであった。
- ・最大強度は、粗粒砂岩では拘束圧の増加にともなって増加する傾向が見られたが、細粒砂岩ではこのような傾向は見られなかった。
- ・変形係数は、拘束圧の増加にともなって増加する傾向が見られた。
- ・今回の結果では、ポアソン比の異方性および拘束圧依存性は見られなかった。

#### (3) 弹性波速度測定

- ・P波速度は細粒砂岩が2200～2600m/sec、粗粒砂岩が1600～2200m/secであり、S波速度は細粒砂岩・粗粒砂岩とともに700～1000m/secであった。
- ・粗粒砂岩のP波速度は、供試体の採取方向により値が異なった。この理由として、異方性の存在と各供試体の飽和度の差の2つが考えられる。

#### (4) 比抵抗測定

- ・比抵抗値は、細粒砂岩が8～15Ωm、粗粒砂岩が11～45Ωmであった。
- ・供試体の採取方向により、比抵抗値は異なった。この理由として、異方性の存在と各供試体の体積含水率の差の2つが考えられる。

今回の試験では、各力学的特性値の異方性の有無を確認するまでには至らなかった。これは、供試体の採取位置や供試体採取から試験までの経過時間の違いにより、各供試体の物理定数（密度、飽和度、体積含水率等）が異なったためと考えられる。今後、同様の試験を実施する場合には、各供試体ごとに上記の物理定数を求め、これらの値に差がないことを確認してから各力学的特性値の異方性の有無について検討する必要がある。

#### (参考文献)

- 1)龍岡、木幡、瀧谷(1992)：大深度掘削問題と土と岩の変形特性、Forum de “大深度地下利用に関する地盤工学上の課題”、pp. 11-28
- 2)岩の力学的性質Ⅱ、R. D. LAMA, V. S. VUTUKURI著、増田秀夫・田中莊一 訳、古今書院(1992)
- 3)軟岩評価－調査・設計・施工への適用－、土木学会(1992)

## 4. コア観察及び孔内壁面観察

### 4. 1 概要

本観察の目的は、坑道を掘削する前の岩盤の地質状況やき裂分布を把握することである。観察によって得られた情報に基づいて、孔内載荷試験等を実施する位置の決定や、結果評価を行う。そのため計測用に掘削したボーリング孔7孔で採取されたコアの地質観察を行うとともに、これらのボーリング孔でボアホールテレビにより孔内壁面を観察した。

### 4. 2 観察方法

計測用に削孔されたボーリング孔から採取されたコアについてコア観察を実施し、これらのボーリング孔について孔内壁面観察を実施した。観察を実施した孔は全部で7孔で、その配置を図4.1に示す。

#### (1) コア観察

採取されたボーリングのコアを、地質やき裂に関する項目について観察を行った。

観察した項目は以下のとおりである。

- ・岩相、色調
- ・コアの形状、回収率、RQD
- ・風化や変質部分の有無
- ・き裂（形状、角度、変質部の有無、充填物）

#### (2) 孔内壁面観察

孔内壁面を観察する装置としては、超小型テレビカメラを用いて観察するカメラ方式、高速回転するプリズムを介してカラーセンサで観察するスキャナ方式等が用いられる。本観察では、コーン型反射鏡を利用したカメラ方式であるBIP(Borehole Image Processing)システムを用いた。

BIPシステムは、スキャナ方式とほぼ同程度の分解能をもち、円周画像および展開画像が同時に観察ができる方式である。円周画像はカメラで撮影された直接画像であり、孔壁の状況や湧水場所が即時に確認できる。展開画像は幅2cmの帯状の円周画像を積み重ねた画像であり、き裂等の情報把握に有効である。

BIPシステムは、現場で撮影した壁面画像をリアルタイムでデジタル処理し、連続した展開画像として表示・記録する現場システム、記録した画像データからき裂に関する情報を解析する室内システムから構成されている。機器の構成を図4.2に示す。

観察は以下の手順で実施した。

コーン型反射鏡、テレビカメラ等を内蔵したプローブをボーリングロッド先端に装着し、ボーリング孔に挿入した。ボーリング孔は水平または傾斜孔であるため、プローブを奥に進めていきながら、テレビカメラで孔内壁面の撮影を行った。コーン型反射鏡を介して壁面をテレビカメラによって撮影し、ウインチからの深度信号をもとに画像展開処理装置で連続した展開画像に再構成し、磁気テープにデジタル記録する。また円周画像と展開画像はモニターに表示できるため、孔内の状況を観察しながら作業を行った。これらの画像はビデオテープにも録画した。

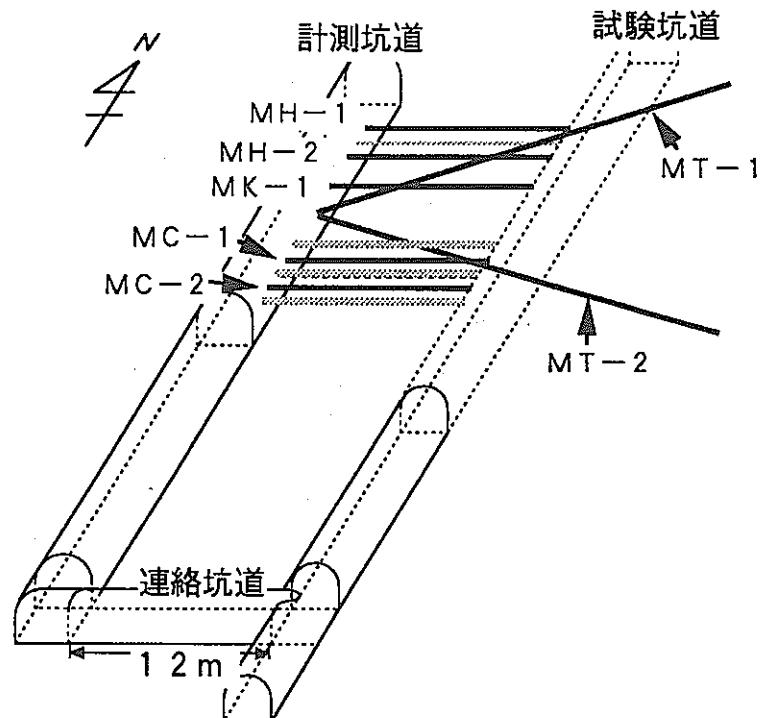


図 4.1 観察ボーリング孔の配置

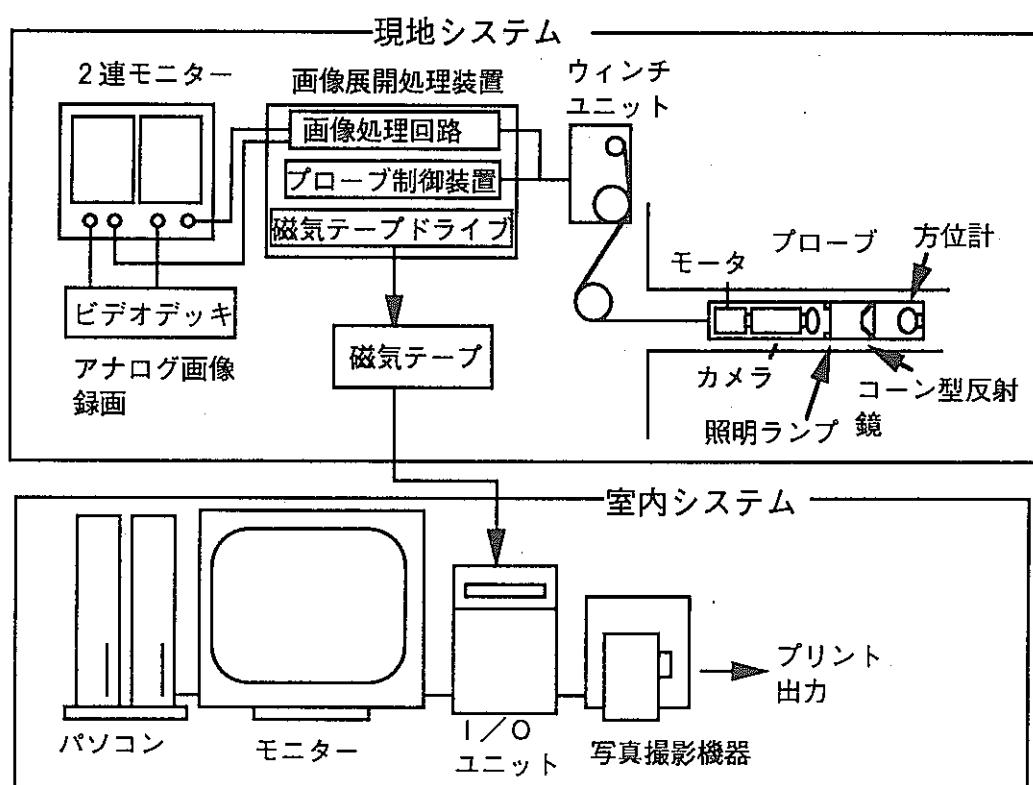


図 4.2 BIP システムの概要

磁気テープにデジタル記録された画像データは、室内システムによって解析処理され、壁面のき裂情報（き裂の走向、傾斜及び開口幅）が得られる。方位は、反射鏡下部に設置した方位計によって測定した。各ボーリング孔の観察長さを表 4.1に示す。

表 4.1 観察ボーリング孔

ボーリング孔	MH-1	MH-2	MK-1	MT-1	MT-2	MC-1	MC-2
口径 (mm)	86	86	66	66	66	66	66
ボーリング長さ (m)	12.0	12.0	12.0	26.0	24.0	12.0	12.0
観察長さ (m)	11.9	11.0*	11.5	22.6*	23.1*	11.6	11.6
傾斜角 (°) **	-1	-1	+1	+25	-15	+3	+3

\*) 壁面崩壊等による土砂のため、これ以深の観察は不可能であった。

\*\*) 水平を0°とし、上向きが十下向きが一。

### 4. 3 結果

#### (1) 観察結果

観察による各ボーリング孔の柱状図を図 4.3に示す。各ボーリング孔の観察結果は以下のとおりである。深度は計測坑道壁面からの距離を示している。

#### (a) コア観察

##### ①MH-1孔

- ・深度 6.6mまでは泥岩、以深は礫岩からなっている。
- ・全孔で22本のき裂が認められた。
- ・特に深度 4 m付近にき裂が集中しており、約35cmの幅に9本のき裂が認められた。
- ・コアはほぼ 100%回収された。
- ・R Q Dは4~5 m、6~7 mで30~45%であるが、その他は70%以上である。

##### ②MH-2孔

- ・深度 6 mまでは泥岩、以深は礫岩が認められるが、6 mから10mまでは孔に平行に泥岩と礫岩が堆積している。3 m付近に礫岩が見られる。
- ・全孔で9本のき裂が認められた。
- ・コアはほぼ 100%回収された。R Q Dは全孔70%以上である。

##### ③MK-1孔

- ・深度 4 mまで泥岩、以深は礫岩からなっている。一部分 (0.8 ~1.3 m、10~11m付近) に砂岩が認められる。
- ・全孔で5本のき裂が認められたが、深度 2 m付近に集中している。
- ・コアはほぼ 100%回収された。
- ・R Q Dは全孔60%以上である。

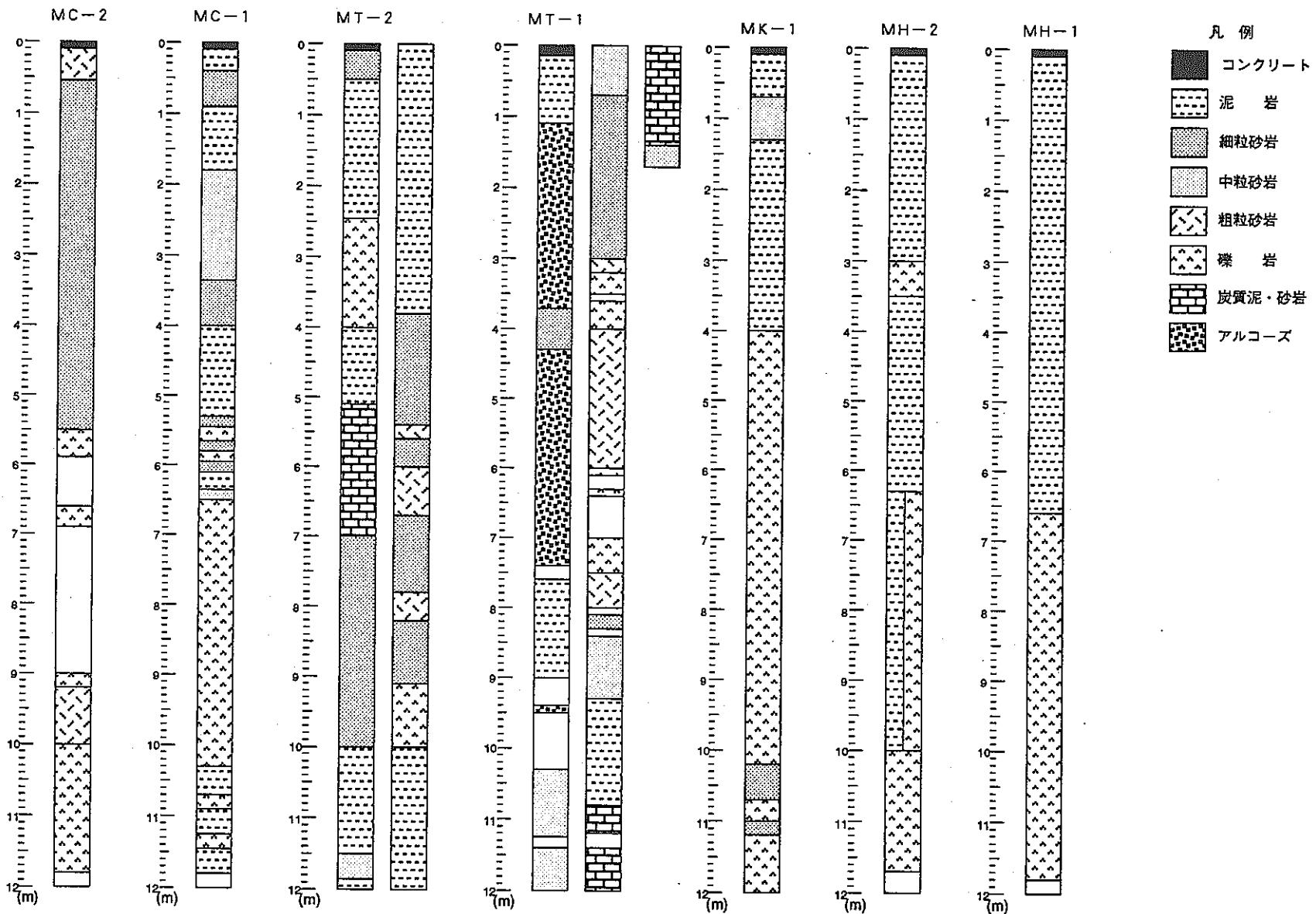


図4.3 コア観察図

#### ④MT-1孔

- ・砂岩、礫岩、泥岩、アルコーズが分布している。23~25mに炭質砂岩が見られた。
- ・全孔で25本のき裂が認められた。
- ・孔に平行なき裂が11m、16.5m、17mで見られた。
- ・コア回収率は一部を除いて70%以上であるが、一部20%以下の低い部分があった（9~10m、18~19m）。
- ・R Q Dは30%以下の低い部分が多く、その区間の岩相は礫岩、アルコーズである。

#### ⑤MT-2孔

- ・砂岩、礫岩、泥岩が分布している。5~7mに炭質泥岩が見られた。
- ・全孔で13本のき裂が認められた。
- ・孔に平行なき裂が12~14mで見られた。
- ・コア回収率は90%以上であったが、3~4mでは20%で、岩相は礫岩であった。
- ・R Q Dは大部分が70%以上であったが、3~4m、13~14mでは0%であった。

#### ⑥MC-1孔

- ・砂岩、礫岩、泥岩が分布している。
- ・全孔で15本のき裂が認められ、0~1mに集中している。
- ・孔に平行なき裂が3m、4.5m、10.3mで見られた。
- ・コア回収率はほぼ100%だが、深度8~9mのみ20%であった。岩相は礫岩である。
- ・R Q Dは大部分が60%以上であったが、深度0~1m、8~10mでは30%以下であった。

#### ⑦MC-2孔

- ・砂岩、礫岩、泥岩が分布している。
- ・全孔で7本のき裂が認められた。0~4mに集中している。
- ・コア回収率はほぼ100%であったが、深度6~9mでは20%以下であった。
- ・R Q Dは大部分が60%以上であったが、深度0~1m、6~9mでは30%以下であった。

### (b) 孔内壁面観察

#### ①MH-1孔

- ・深度6.4m近辺までは凝灰質砂岩、以深は礫岩が認められ、境界面は低角度（NS2° E）で現れた。
- ・全孔で42本のき裂が認められた。
- ・深度4m付近に最大幅200mmの空洞があり、開口部には礫塊が認められた。  
(同位置のコア観察結果では、き裂が集中しているがコアは100%回収されており、同幅の空洞がないことから壁面の剥離による空洞と考えられる。)

#### ②MH-2孔

- ・礫岩層が深度2.5mに局部的に現れ、再度6m近辺から全周方向に現れた。
- ・全孔で35本のき裂が認められた。

### ③MK-1孔

- ・深度4mまで凝灰質砂岩、以深は礫岩からなっている。
- ・全孔で22本のき裂が認められた。

### ④MT-1孔

- ・全般に壁面状態が悪く、底部に崩壊土砂が認められた。
- ・凝灰質砂岩、礫岩及び泥岩が繰り返し現れた。
- ・深度13.5m以深では、壁面が剥離している部位が多く認められた。16m以深では壁面の剥離が顕著であった。
- ・全孔で11本のき裂が認められた。

### ⑤MT-2孔

- ・深度2.3～5.8mにおいて孔の上部に礫岩が認められた。
- ・暗色を呈する葉理が顕著に現れた。
- ・全孔で31本のき裂が認められた。

### ⑥MC-1孔

- ・凝灰質砂岩、礫岩及び泥岩が分布している。
- ・全孔で9本のき裂が認められた。

### ⑦MC-2孔

- ・凝灰質砂岩、礫岩及び泥岩が分布している。
- ・全孔で11本のき裂が認められた。

## (c) 観察結果全体のまとめ

図4.3に示した柱状図及び初期応力測定でのMS-1～3孔(図2.3参照)のコア柱状図を基に作成した坑道付近の推定地質図を図4.4に示す。

コア観察及び孔内壁面観察結果全体をまとめると、以下の通りである。

- ・全孔において、砂岩、礫岩及び泥岩が分布している。
- ・岩相の区分は、孔内壁面観察よりコア観察の方が詳細に区分された。
- ・各岩相の境界面は、坑道北部のボーリング孔ではほぼ水平であり、坑道南部でのボーリング孔ではNS25°E前後の走向傾斜をしている。
- ・礫岩では、コア回収率が低い部分があり、固結度が低いと見られる。
- ・き裂の本数は、MT-1孔及びMC-1孔以外のボーリング孔では孔内壁面観察の方が多い認められた。コア観察において、礫岩や粗粒砂岩の部分でコアが回収できなかったり、片状のコアであったため、き裂の識別が困難であったためと考えられる。
- ・孔内壁面観察で確認できたき裂の本数は、坑道北部付近のボーリング孔(MH-1及び2孔)では1m当たり3本以上で、MK-1孔では1m当たり2本程度、他の孔では1m当たり1本程度であった。

## (2) 得られたき裂の走向、開口幅

孔内壁面観察で観察されたき裂を、開口幅によって区分し、各き裂の走向、傾斜についてシュミットネット(下半球投影法)を用いて分布図を作成し、き裂の卓越方向を求めた。

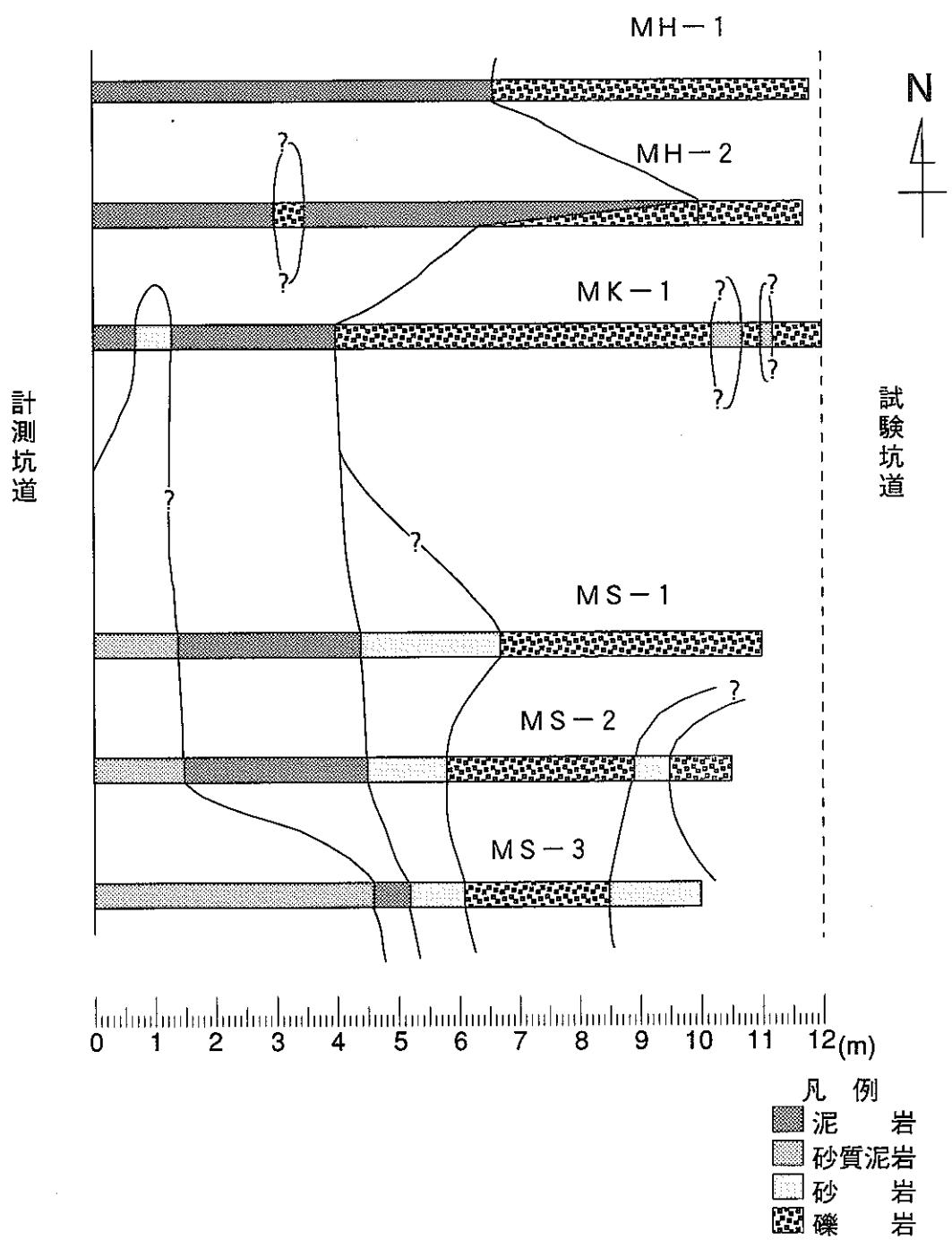


図4.4 北延NATM坑道付近の推定地質図

開口幅の区分は、以下の4つに区分した。

- |               |                |
|---------------|----------------|
| ①開口幅 20mm以上   | ②開口幅 10~20mm未満 |
| ③開口幅 5~10mm未満 | ④開口幅 0~5mm未満   |

各ボーリング孔のき裂の頻度と卓越方向を表4.2に、開口幅の分類によるき裂数とその卓越方向を表4.3に示す。また各ボーリング孔のき裂分布のシュミットネット図を図4.5に、開口幅の分類によるき裂分布のシュミットネット図を図4.6に示す。

- ・観察されたき裂の総数（161本）の94%は、開口幅5mm未満である。特に3mm以下のき裂は総数の81%（131本）である。
- ・観察されたき裂の卓越方向は、N4° E87° W（南北方向、傾斜ほぼ90°）である。
- ・き裂の開口幅の大小によって、卓越方向は若干の差はあるものの、ほぼ同じ方向（南北方向、傾斜90°）を示している。
- ・坑道北部にあるボーリング孔ほど、き裂分布が集中する傾向にある。

#### 4.4 考察

今回の孔内壁面観察では、き裂の卓越方向は、南北方向で傾斜がほぼ鉛直であるという結果が得られた。しかし今回観察したボーリング孔は、MT-1及び2孔を除くと、東西方向にはほぼ水平に削孔されたものであるため、ボーリング孔に対して垂直方向、すなわち南北走向で傾斜が垂直なき裂はとらえやすく、ボーリング孔に平行なき裂はとらえにくい傾向がある。このことから、今回得られたき裂の卓越方向の結果は同方向のボーリングが多いために起こったとも考えられる。ここでは過去の壁面観察からのき裂データ等から、き裂の卓越方向について考察する。

計測坑道の南側の連絡坑道（図4.1参照）における切羽観察結果によると、試験坑道の手前の坑道及び連絡坑道では、月吉断層の走向・傾斜とほぼ同じ東西方向の走向、傾斜がほぼ60°Sのき裂が多い。しかし計測坑道側では、月吉断層とほぼ直交する南北方向のき裂（傾斜は50~70°S）が多く見られるようになっており、今回の孔内壁面観察結果とほぼ同様な傾向が見られる。

また、計測坑道東側壁面（ボーリング削孔面、南北方向）での観察では、東西方向（走向がEW）のき裂は少なかった。東西方向のき裂が観察されやすい南北方向の坑道壁面で東西方向のき裂が少なかったことから、観察を行った岩盤には東西方向のき裂がもともと少ないと考えられる。

以上より、今回得られたき裂の卓越方向についての結果は、水平ボーリングが多い配置のために偏りが起こった可能性は小さく、岩盤のき裂の傾向を反映した結果と考えられる。しかし、同方向のボーリング配置によるき裂データの偏りの影響を小さくするため、今後、三次元的き裂分布状況を推測する方法を検討する必要がある。

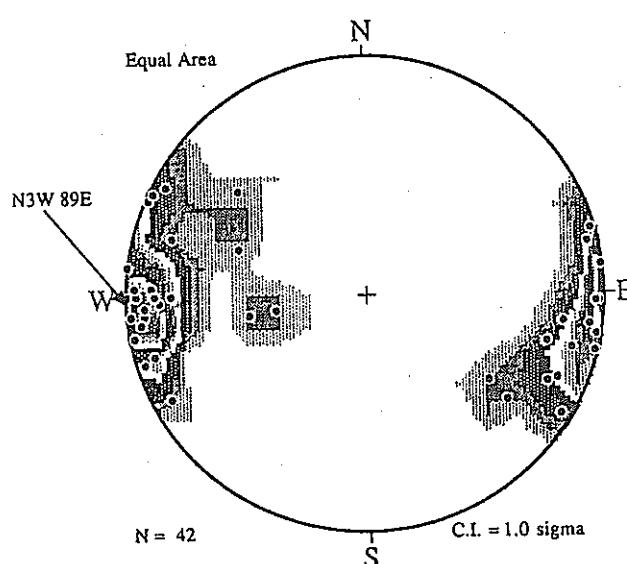
表4.2 各ボーリング孔において観察されたき裂の頻度と卓越方向

ボーリング孔	MH-1	MH-2	MK-1	MT-1	MT-2	MC-1	MC-2
観察長さ(m)	11.9	11.0	11.5	22.6	23.1	11.6	11.6
き裂本数(本)	42	35	22	11	31	9	11
頻度(本/m)	3.5	3.2	1.9	0.5	1.3	0.8	0.9
走向傾斜の 卓越極	N3° W 89° E	N8° E 76° E	N15° E 79° E	N58° W 37° E	N1° W 65° W	N14° E 42° E	N35° W 86° W

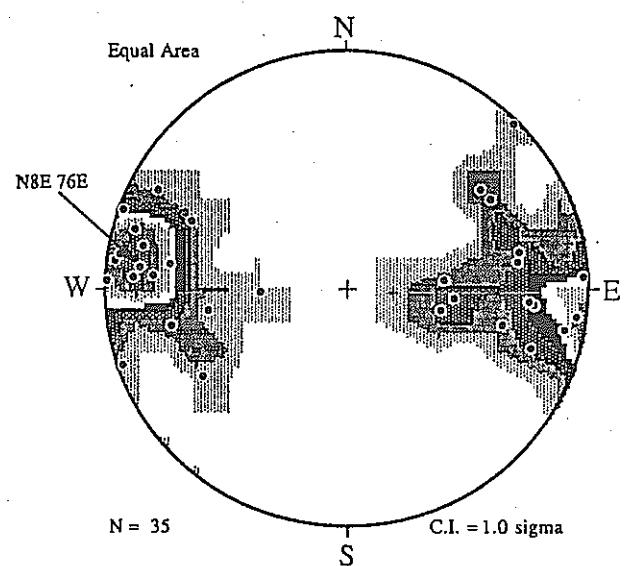
表4.3 開口幅の分類によるき裂の卓越方向

開口幅	0~5mm (区分D)	5~10mm (区分C)	10~20mm (区分B)	20mm以上 (区分A)	5mm以上 (A+B+C)
き裂数	151	4	3	3	10
走向傾斜の 卓越極	N4° E 87° W	N16° W 72° E	N53° W 66° E	N16° E 56° E	N12° W 70° E

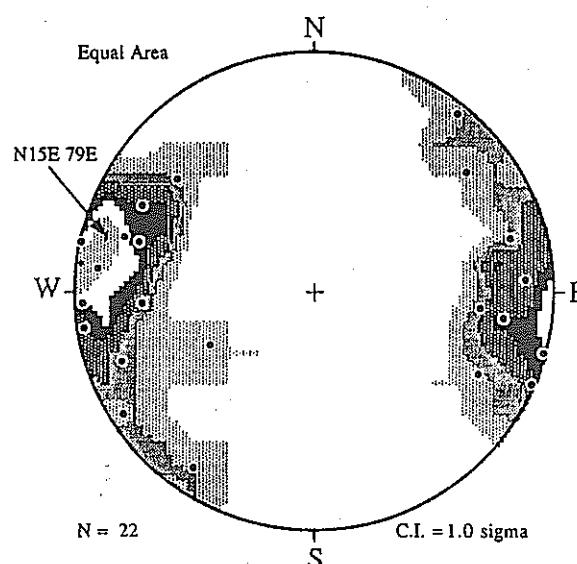
MH-1



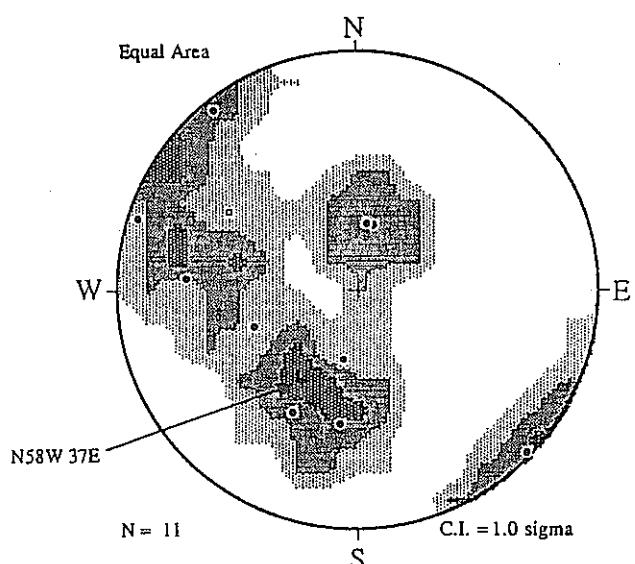
MH-2



MK-1



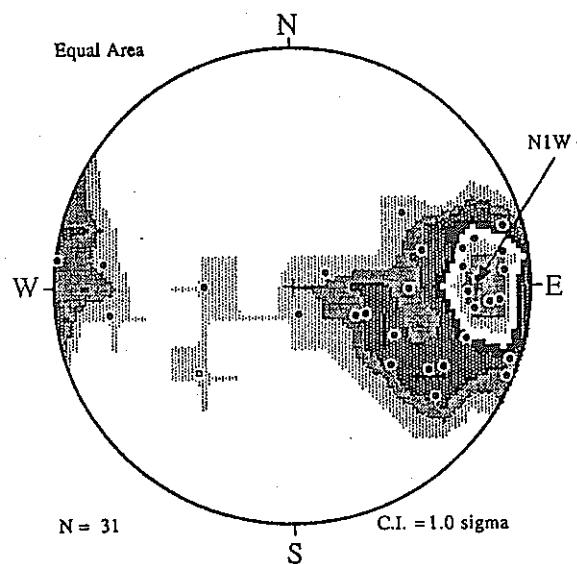
MT-1



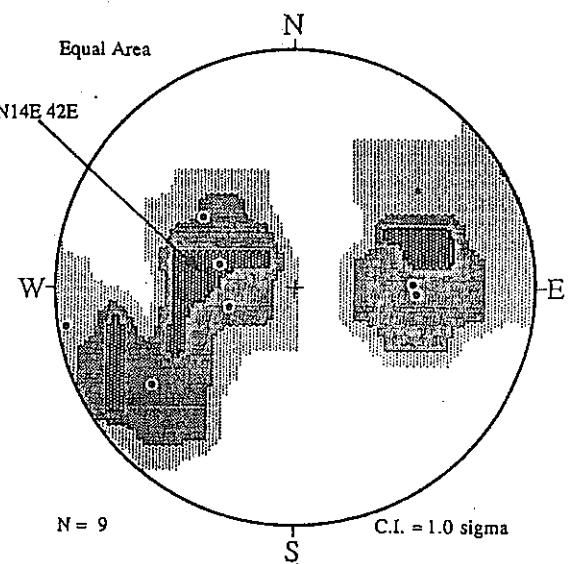
- |   |             |
|---|-------------|
| ★ | 開口幅 20 mm以上 |
| □ | 10~20 mm未満  |
| + | 5~10 mm未満   |

図 4.5 ボーリング孔別の亀裂分布  
(シュミットネット、下半球投影) (1/2)

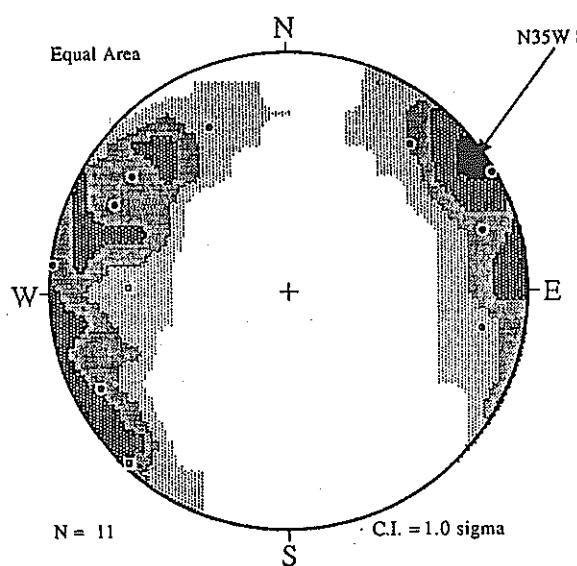
MT-2



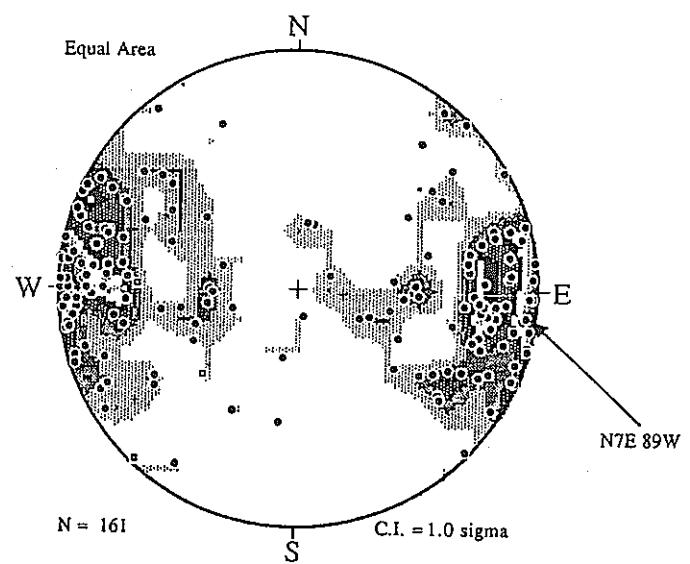
MC-1



MC-2



全孔データ



- |   |             |
|---|-------------|
| ★ | 開口幅 20 mm以上 |
| □ | 10~20 mm未満  |
| + | 5~10 mm未満   |

図 4.5 ポーリング孔別の亀裂分布  
(シュミットネット、下半球投影) (2/2)

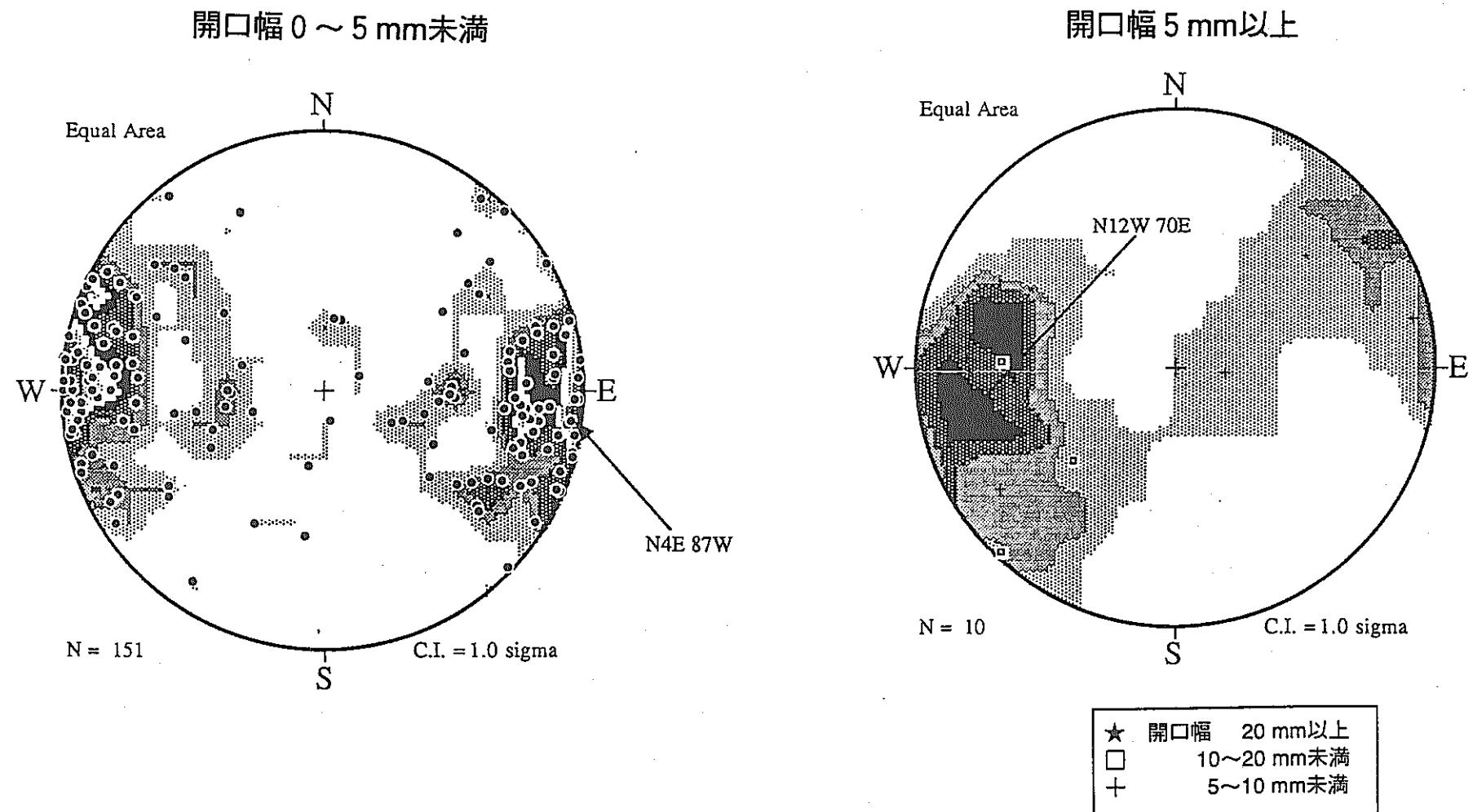


図 4.6 開口幅別の亀裂分布  
(シュミットネット、下半球投影)

#### 4. 5 まとめ

坑道掘削前の地質状況やき裂分布等を把握するため、計測用に掘削されたボーリング孔7孔について、採取されたコアの地質観察を行うとともに、コーン型反射鏡を利用したカメラ方式であるBIPシステムによって孔内壁面観察を実施した。

観察結果をまとめると、以下のとおりである。

- ・全孔について、砂岩、礫岩及び泥岩が分布している。各層は、ほぼ水平からNS25° Eの堆積構造を有する。
- ・礫岩では、コア回収率が低い部分があり、固結度が低いと見られる。
- ・き裂の出現本数は、1m当たり1～3本程度であり、坑道北部ほど、き裂出現本数が多い。
- ・観察されたき裂の94%は、開口幅5mm未満のき裂である。
- ・観察されたき裂の卓越方向は、南北方向で傾斜がほぼ鉛直である。
- ・同方向のボーリング配置による偏りの影響を小さくするため、三次元的き裂分布を把握する方法を検討する必要がある。

## 5. 孔内載荷試験

### 5. 1 概要

坑道を掘削する前の岩盤の変形特性（変形係数、弾性係数）を評価することを目的として、孔内載荷試験を行った。測定はMK-1孔において、5か所で実施した。

本測定に用いた孔内載荷試験は、ボーリング孔内においてゴムチューブ等を膨らませてボーリング孔壁に一様に等しい圧力を加え、孔壁の変位と圧力を測定することで岩盤の弾性特性や変形特性を求める等分布載荷法である。

### 5. 2 方法

孔内載荷試験の測定法には、ゴムチューブ等を用いてボーリング壁面全周に一様な荷重を作成させる等分布載荷法と、剛体の載荷板により孔壁の特定方向に荷重を作成させる等変位載荷法がある。

本試験では、岩の一軸圧縮強度が10MPa以下であるため、礫岩の部分では孔壁が一様に仕上がらないことが考えられ、等変位載荷法では載荷板が孔壁に一様に接触しない可能性がある。また等分布載荷法では、不均質岩盤や異方性岩盤でも、得られる変形係数等は、試験区間の平均値として得られる。そのため、等分布載荷法を採用した。

使用した機器は「プレシオ200B型」と呼ばれる岩盤用高圧プレシオメータである。プレシオ200B型の試験装置の概要を図5.1に示す。装置は主にメインポンプ、ガードポンプ、容積計、測定管から構成されている。

測定は、ボーリング孔の測定位置にゴムチューブのプローブを設置し、水を注入することでゴムチューブを膨らませ、孔壁を加圧することで行う。載荷圧力と孔壁の変位（ここでは水の注入量より求める）を計測し、変形係数等を求める。

載荷パターンは、変形係数及び弾性係数を算出するため、最大荷重までを3～5段階の荷重レベルに分け、各荷重レベルに対して載荷及び除荷を繰り返し、最大荷重まで荷重レベルを増加させていく段階載荷パターンで実施した。パターンは図5.2に示すように、5MPaを最大とし、 $1 \rightarrow 2 \rightarrow 3 \rightarrow 5$  MPaと載荷した。また、一般に含水比の高い軟質岩盤に対する載荷及び除荷速度は、0.1～0.5 MPa/minであるため、本試験の載荷及び除荷速度は0.1～0.5 MPa/minで行った。なお、図5.2において、除荷時の圧力を0としているのは、ゴムチューブが孔壁から離れないようにするためである。

試験は、MK-1孔で実施した。試験位置は、計測坑道の掘削に伴う応力再配分の影響を避けるため孔壁から6m以深とし、ボアホールテレビによる孔内観察結果に基づき、載荷部にき裂がない部分に設定することとした。この結果、MK-1孔の計測坑道壁からの距離が、

- ① 7.00m ② 8.37m ③ 9.40m ④ 10.41m ⑤ 11.47m

となる5か所の測定位置を設定した。なお、試験位置の岩種は④のみ砂岩、他は礫岩である。

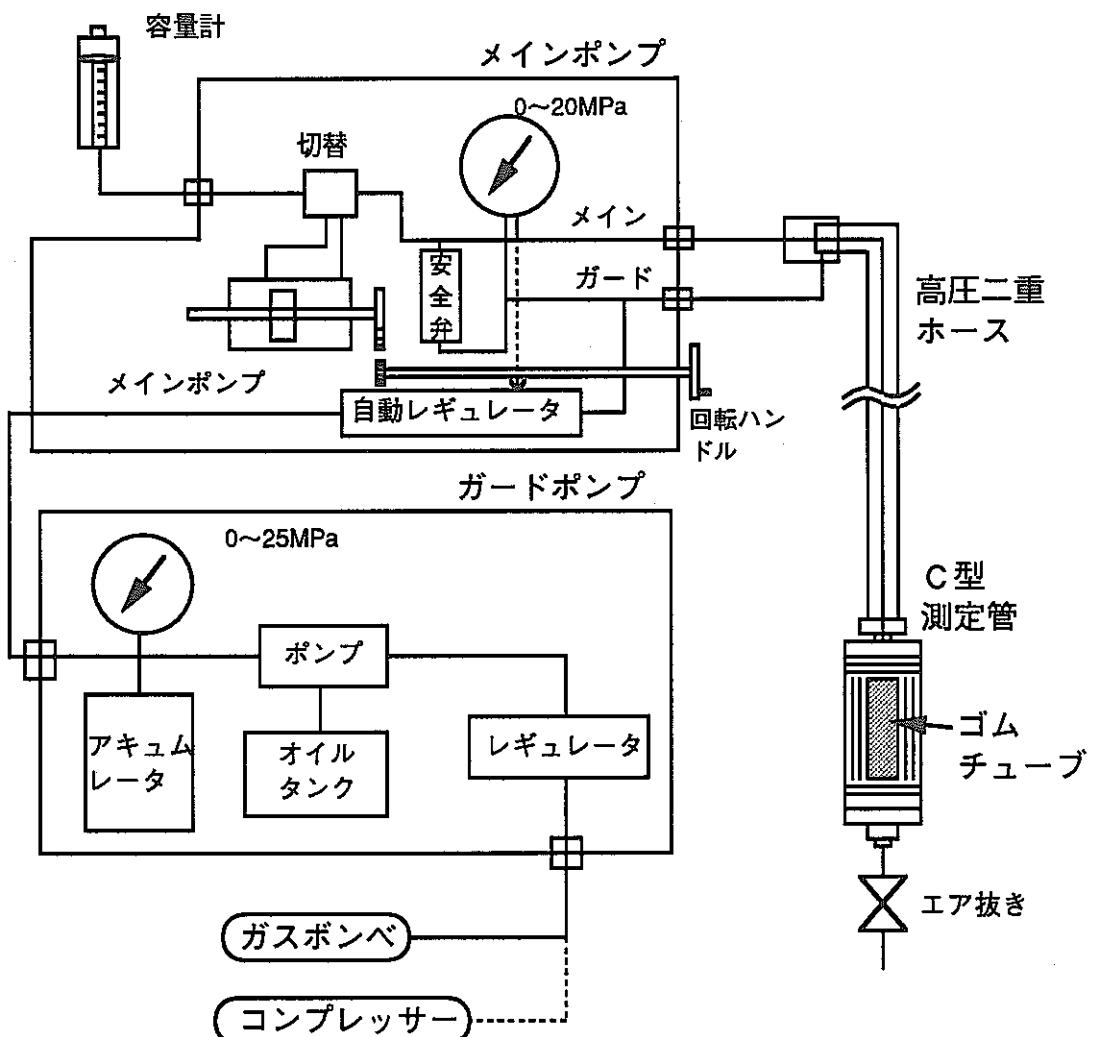


図 5.1 試験装置の概要

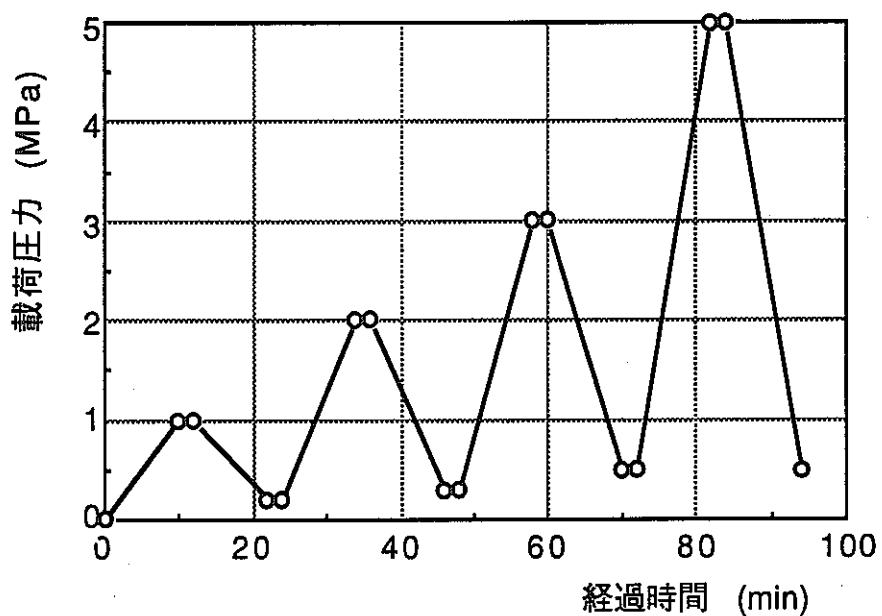


図 5.2 載荷パターン

### 5. 3 結果

プレシオ200B型を使用した孔内載荷試験においては、変形係数等は、次の式によって算出する。

$$D_b, E_t = 2 (1 + \nu) (V_0 + V_m) / ((dV/dP) - \alpha)$$

ここで  $D_b$  : 変形係数 (MPa)     $E_t$  : 接線弾性係数 (MPa)

$\nu$  : ポアソン比 (過去に実施した室内試験結果より 0.3とした)

$V_0$  : 測定管の初期容量 ( $\text{cm}^3$ )

$V_m$  : 測定管に注入された水の容量 ( $\text{cm}^3$ )

$\alpha$  : 測定系の圧縮補正係数 ( $\text{cm}^3/\text{MPa}$ ) (ホース長を考慮して 1.0)

$dV/dP$  : それぞれの係数に対応する圧力の増分と容量の増分の比

( $\text{cm}^3/\text{MPa}$ )

各試験位置において測定した載荷圧力 (P) 及び注入量 (V) より図 5.3に示すような P～V曲線図を作成する。一般的に変形係数は、上式の  $dV/dP$  を P～V曲線図における処女載荷部にあたる直線部の勾配、接線弾性係数は、繰り返し載荷部の接線の勾配を取り、各係数を求める (図 5.4参照)。

算出した変形係数及び接線弾性係数を表 5.1及び 5.2と、図 5.5及び 5.6に示す。変形係数は平均で約700MPaであるが、一部分では約900MPaと高い値が現れ、ばらつきが見られる。接線弾性係数は、載荷レベルの増加とともに大きくなり、測定位置によるばらつきも見られる。

### 5. 4 考察

変形係数等に、ばらつきが見られる原因としては、以下のことが考えられる。

室内試験結果より、岩の空隙率が30～40%と高いことから、この空隙の閉塞が孔壁の変位 (測定においてはチューブへの注水量) に大きく影響していると考えられる。空隙の分布が位置によって異なると考えられることから、岩盤の空隙分布のばらつきが変形係数のばらつきに影響したと考えられる。また P～V曲線図が下に凸な曲線を描いており、これは低圧力で大きな変位が起きていることを示している。このことからも、空隙部分が閉塞していることが示されていると考えられる。

次に、計測された変形係数等から、ビニアウスキーの岩盤分類法<sup>1)</sup>に基づく岩盤の状態の検討を行った。

ビニアウスキーは、岩石の強度、R Q D、不連続面の間隔及び状態、地下水の状態を因子とした岩盤分類法を提案している。この方法は、RMR (Rock Mass Rating) 法と呼ばれており、RMR と変形係数との関係は経験的に次式で表される。

$$E_M = 2 \times RMR - 100 \quad \text{但し、} RMR > 50$$

$$E_M = 10^{(RMR-10)/40} \quad \text{但し、} RMR < 50$$

ここで、 $E_M$  は原位置での変形係数 (単位はGPa)。

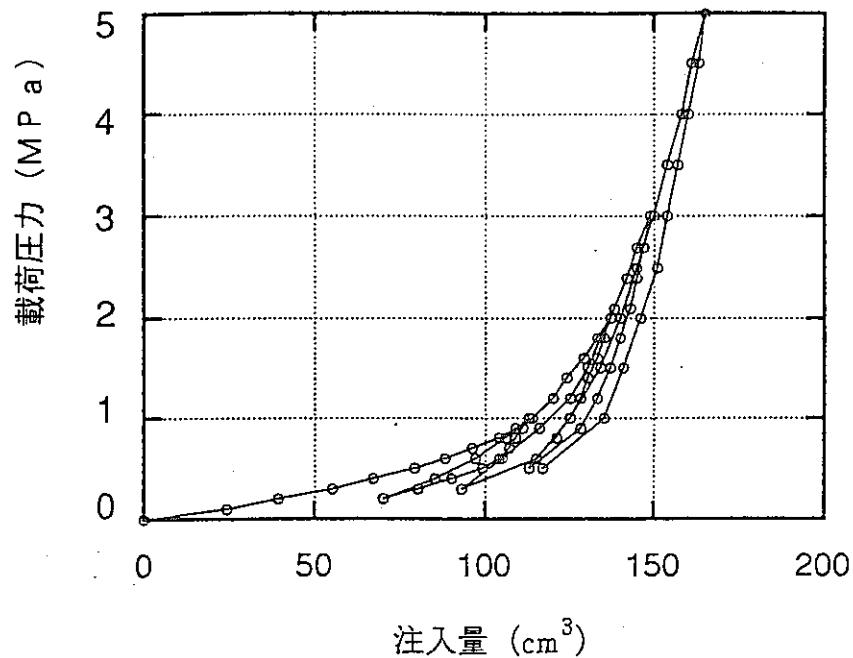


図 5.3 深度7mにおけるP～V曲線

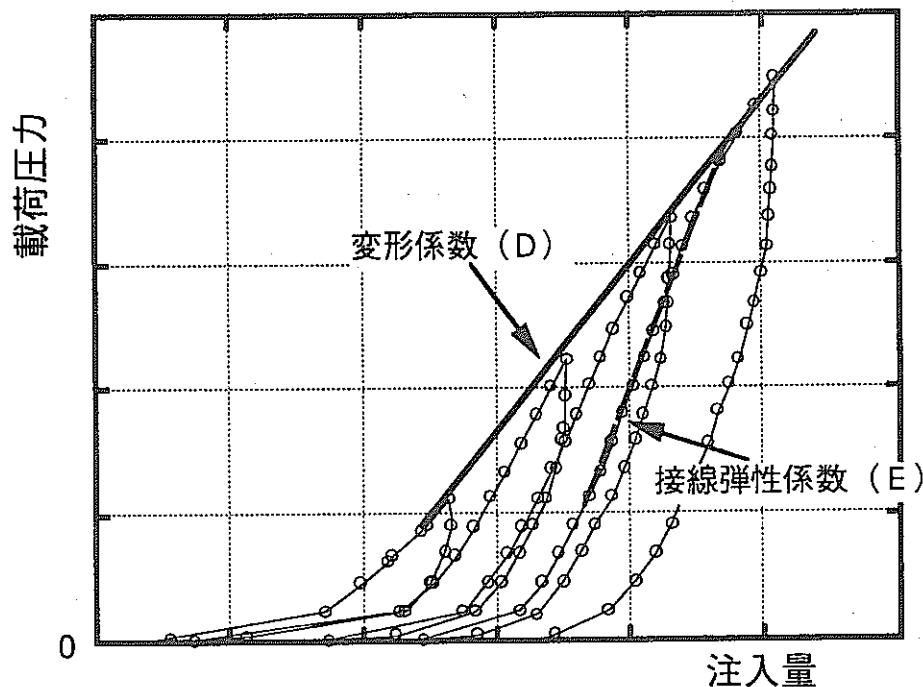


図 5.4 変形係数及び弾性係数の傾きの取り方の概念

表 5.1 孔内載荷試験より得られた変形係数

測定位置 (m)	7.0	8.37	9.40	10.41	11.47
変形係数 (MPa)	644	615	895	734	603

表 5.2 孔内載荷試験より得られた接線弾性係数

(単位 : MPa)

測定位置 (m) 載荷レベル	7.0	8.37	9.40	10.41	11.47
1MPa	114	129	128	98	130
2MPa	251	362	560	346	312
3MPa	425	477	893	720	435
5MPa	816	733	1091	983	725

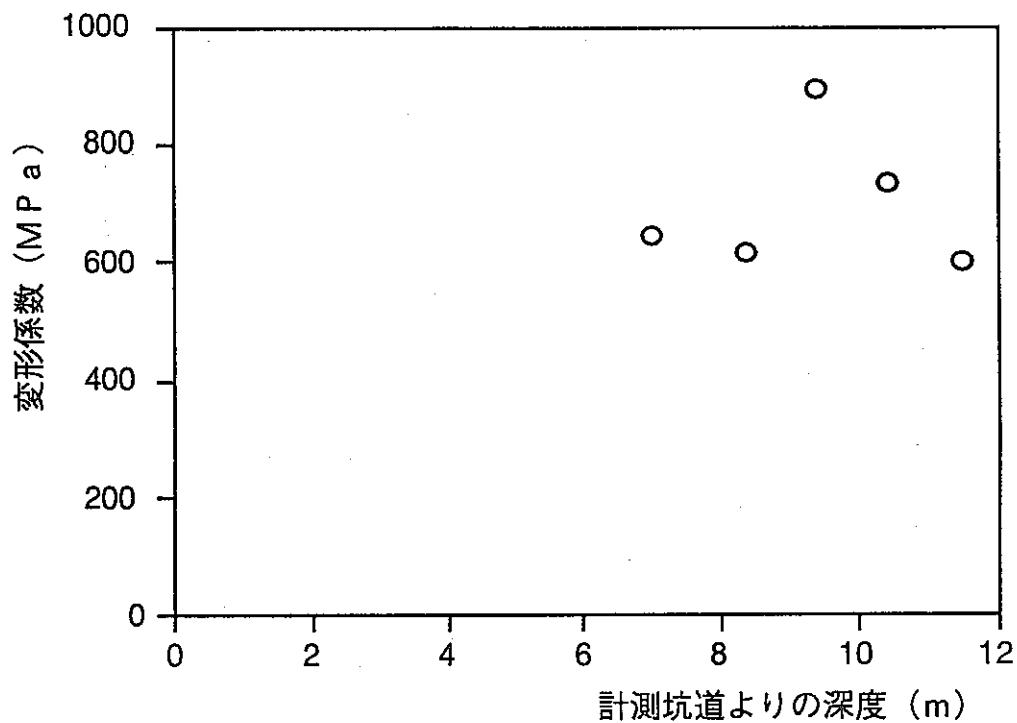


図 5.5 測定点における変形係数

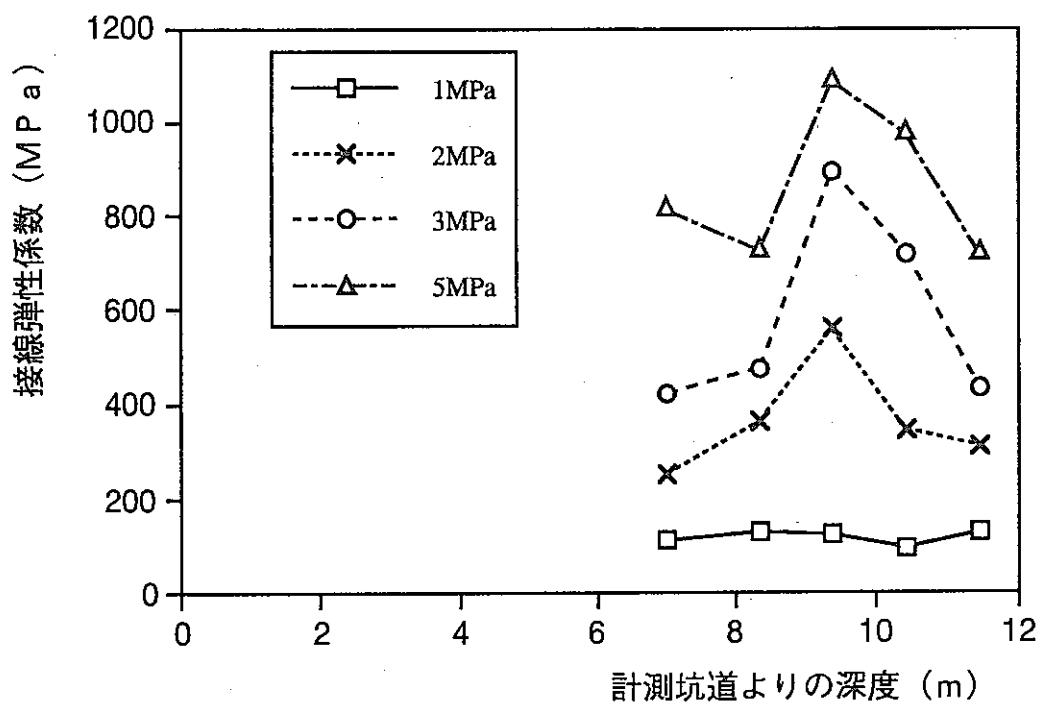


図 5.6 測定点における接線弾性係数

求められた変形係数 (0.6 ~0.9GPa) をこれらの式（今回の場合  $RMR < 50$  に対応する式）に代入し、 $RMR$  を逆算すると 1 ~ 8 となる。これを分類表（表 5.3）に従うと「非常に悪い岩盤」に分類され、トンネル等の安定性に対して不利な岩盤に分類される。

表 5.3 RMR 法での岩盤分類

評点	100~81	80~61	60~41	40~21	20以下
岩盤分類	I	II	III	IV	V
記事	非常に良好な岩盤	良好な岩盤	普通の岩盤	悪い岩盤	非常に悪い岩盤

### 5. 5 まとめ

坑道を掘削する前の岩盤の変形特性を把握するため、等分布載荷法による孔内載荷試験を実施した。MK-1孔において、5か所で測定し、変形係数、接線弾性係数を求めた。得られた結果をまとめると以下のとおりである。

- ・変形係数は、平均で約700MPa程度である。
- ・接線弾性係数は載荷レベルが高くなるにつれて大きくなる。
- ・測定位置によって係数にはらつきが見られる。原因としては、岩盤内の空隙分布が考えられる。

### 参考文献

- 1) Z. T. Bieniawski (1984): Rock Mechanics Design in Mining and Tunneling, A. A. BALKEEMA, Ch. 6

## 6. 透水試験

### 6.1 概要

本調査の目的は、坑道掘削時に周辺岩盤に発生する掘削影響領域を、岩盤の水理特性（間隙水圧および透水係数）に着目して定量的に把握することである。そのためには、坑道を掘削する前後の岩盤の透水係数および間隙水圧を計測し、それらが坑道の掘削前よりどれだけ変化したかを把握する必要がある。

平成5年度は、その一環として計測坑道より掘削したボーリング孔を用いて、平成7年度に掘削を予定している坑道（以下、試験坑道という）の周辺岩盤の異なる6深度における透水係数および間隙水圧を計測し、坑道掘削前の水理状態（初期状態）を把握することとした。平成4年度までに開発した掘削影響領域の水理特性を対象とした計測装置<sup>1), 2)</sup>は、多段式パッカーを用いることにより同一ボーリング孔内において最大5点までの測定が可能であり、その最大設置深度は計測坑道壁面より2mであった。しかし、今回の調査では計測坑道と試験坑道は壁面間距離で12m離れており、従来の計測装置ではこの深度に適用できないと考えられたため、装置の改良もあわせて行った。当初予定していた2本の計測用ボーリング孔（MH-1孔、MH-2孔）における6計測区間のうち3つが孔壁崩壊などで計測不能となつたため、新たにMH-3孔を掘削し、パッカーを追加製作・設置後、計測を実施した。

### 6.2 調査方法

#### (1) 調査位置および岩相

図6.1に示すように、既存の計測坑道から約12m離れた試験坑道の壁面から1.3mまでの区間ににおいて調査を実施した。

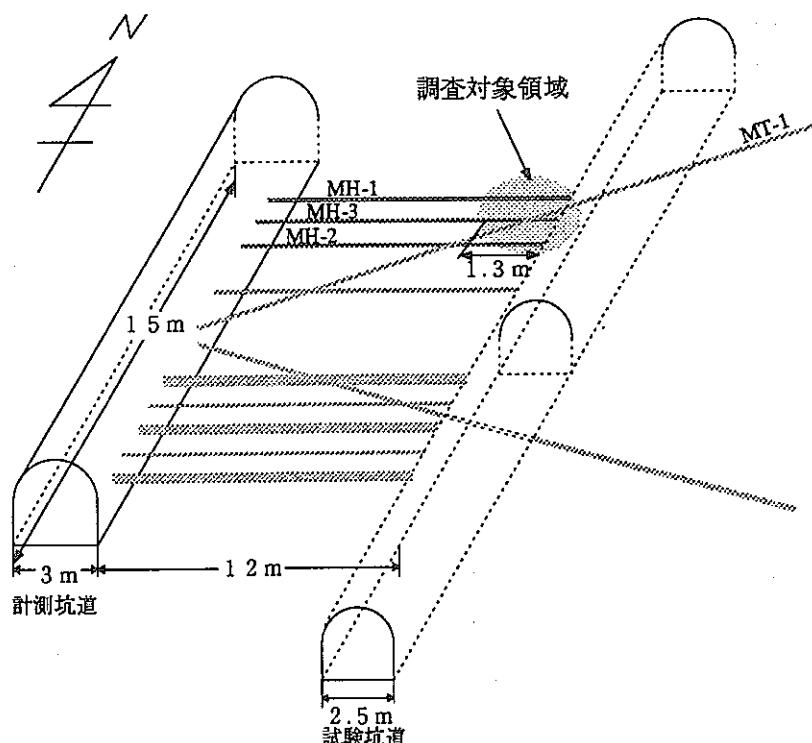


図6.1 調査位置概要

各測定区間の位置は図6.2に示すとおりである。MH-1孔、MH-2孔における測定区間付近の岩相は固結度が低い礫岩であった。一方、MH-1孔、MH-2孔に挟まれたMH-3孔における岩相は堅固な泥岩であった。MH-3孔の試験坑道壁面から30cm付近に亀裂が認められたが、コア観察の結果これは開口していないものと思われた。それ以外の部分では、明確な亀裂は認められなかった。各測定区間の深度、岩相について表6.1にまとめる。

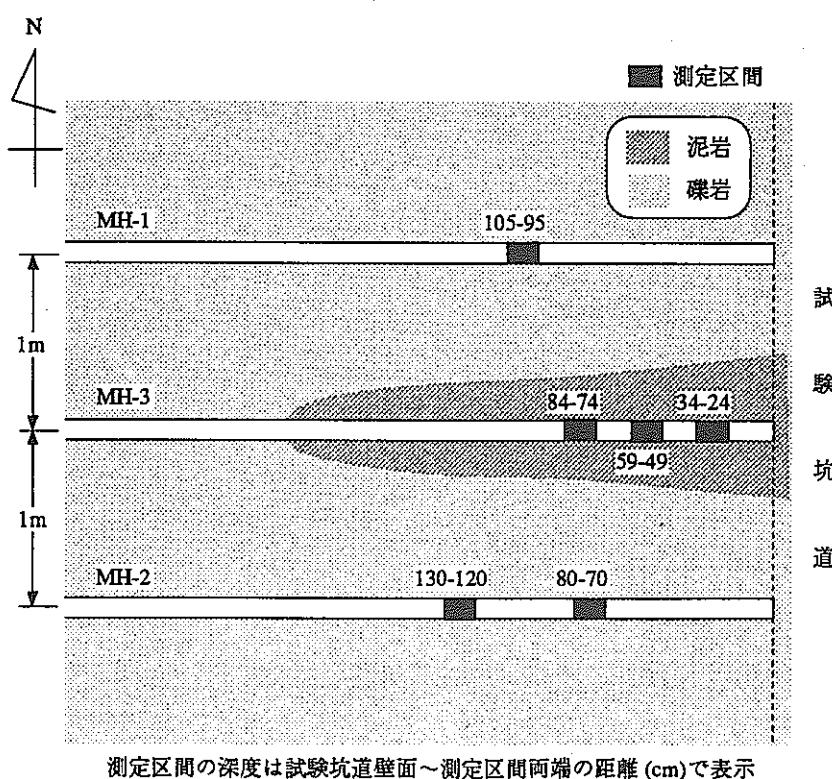


図6.2 各測定区間の深度および岩相

表6.1 各測定区間の深度および岩相状況

計測孔	区間番号	試験坑道からの深度 cm	岩 相	亀裂の有無
MH - 3	1	24 - 34	泥 岩	有 (開口せず)
	2.	49 - 59	泥 岩	無
	3	74 - 84	泥 岩	無
MH - 1	4	95 - 105	礫 岩	無
MH - 2	5	70 - 80	礫 岩	無
	6	120 - 130	礫 岩	無

## (2) 計測装置の概要

### (a) 計測装置の構造

本調査に用いた計測装置は大きく次の6つのブロックに分けることができる（図6.3参照）。各ブロックの機能を次に示す。

- ①多段式パッカー： $\phi 86\text{mm}$ のボーリング孔で最大12mまでの深度に設置可能で、ボーリング孔1孔当たりに3つの測定区間を設定できる。ブッシングパッカー（パッカーラバーを機械的に押しつぶして拡張させるもの）と充填剤を併用した複合型パッカー。
- ②鋼管ロッド：多段式パッカーの設置時に、エア抜き穴等を上下方向に確実な向きでパッカーボディを所定の深度に正確に挿入する。
- ③定水圧制御装置：試験用水を脱気し、透水試験時に定圧注水する。
- ④流量計ユニット：透水試験時に注水区間への注水流量を測定する。また、間隙水圧測定時には内蔵のセンサーにより気圧及び気温を測定する。
- ⑤圧力計ユニット：間隙水圧測定時には全6区間の間隙水圧、また、透水試験時には注水圧力と他5区間の間隙水圧を同時測定する。
- ⑥記録装置：6区間の間隙水圧、注水流量、気圧、気温データをモニターしながらフロッピーディスクへ記録する。

本装置の基本的な構造は平成4年度までに開発した装置とほぼ同じであるが、前節で述べたように最大設置深度を12mに延長するために、次の2点について改良を行った。

- ①パッカーラバーの拡張方式：従来のナット締め込み方式では12m奥のボーリング孔内における確実な締め込みが困難と考えられるため、液圧ピストン方式に変更した。
- ②パッカーの一体化：従来の5段パッカーの場合、5組のブッシングパッカーを1組ずつボーリング孔内に挿入・設置していた。しかし、この方法では設置深度12mの孔内でパッカーの上下方向を確実に制御することが困難と考えられるため、3組のパッカーを一体化した。

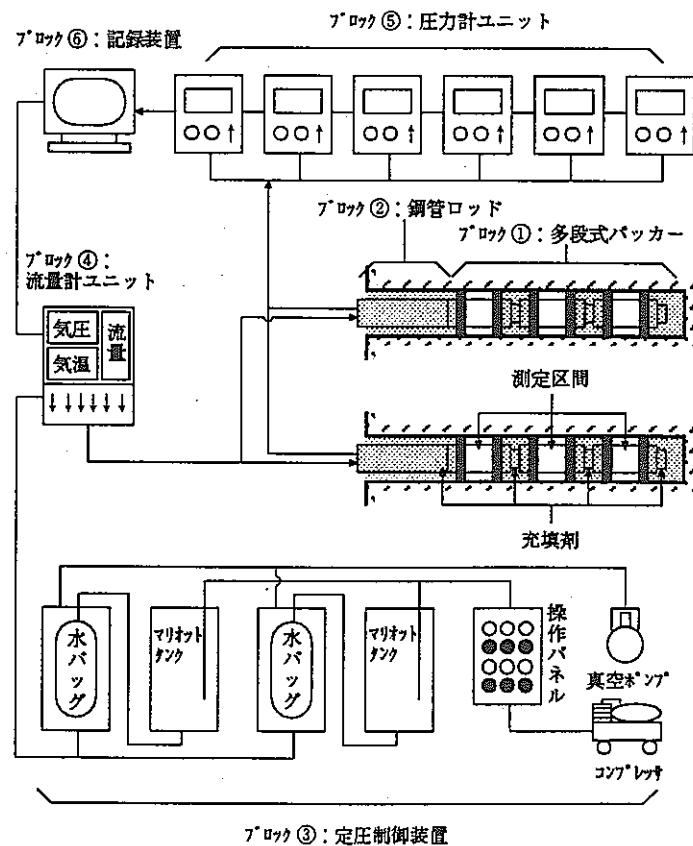


図 6.3 計測装置の概略構造

### (b) 計測装置の性能

#### ①多段式パッカー

- ・充填剤 : スクイズ液（2液混合ソフトタイプ）
- ・パッカー形式 : スクイズ液の液圧で拡張するブッシングパッカーと測定区間外へのスクイズ液充填を併用した複合多段式パッカー
- ・適用孔径 : 86mm
- ・最大測定深度 : 12m (設置実績 11.63m)
- ・測定区間長 : 10cm
- ・設定測定区間数 : 3区間 (1ボーリング孔当り)
- ・透水係数測定範囲 :  $10^{-5} \sim 10^{-9}$  (cm/s)

#### ②流量計ユニット

- ・測定流量範囲、精度 : 1~500 (cc/h) ± 1%

#### ③圧力計ユニット

- ・圧力測定範囲、精度 : -0.1~1.0 (MPa) ± 0.3%

#### ④気圧計

- ・測定範囲、精度 : 800~1060 ± 0.3 hPa

#### ⑤温度計

- ・測定範囲、精度 : 0~100 ± 1 °C

### (c) パッカーパーの室内試験

本装置のパッカーパーは、スクイズ液（2液混合ソフトタイプ）の加圧力でラバーを拡張させて測定区間と他の区間を遮断し、測定区間外には同じ充填剤を注入して遮水性能の補強を図る構造である。パッカーパーをボーリング孔に設置する前に、充填剤の室内圧送試験を実施し、実際に充填作業が可能であるかどうかを検討した。また、室内においてパッカーパー拡張試験（ブッシングラバーの拡張圧力をいろいろ変化させ、その時の充填剤注入区間に負荷可能な最大注入圧力を求める）を実施し、パッカーパーの遮水能力について検討した。

充填剤の圧送試験では充填剤は2液混合してから約100分後から硬化を始めた。したがって、充填作業は混合後100分以内に終了しなければならない。混合後100分の時点での粘性係数を用いて、注入圧を0.4MPa〔次節(3)参照〕とした場合の測定区間外への充填剤の注入に必要な時間を計算すると約60分である。実際の充填作業を混合直後に開始したとすると、充填作業は十分に実施可能であると判断された。したがって、パッカーパー設置時の充填剤注入圧は0.4MPaとした。ラバーの拡張圧は、MH-1孔、MH-2孔については孔径が86mmである場合の最大拡張圧、MH-3孔については孔径測定を実施した結果、孔径は90mm以上の可能性があったため、孔径94mmの場合の最大拡張圧より次のように決定した。

- ・ラバー拡張圧：2.0MPa (MH-1孔、MH-2孔)、1.4MPa (MH-3孔)
- ・充填剤注入圧：0.4MPa

### (3) 透水試験

透水試験は、図6.4に示す手順で実施した。調査領域近傍では、計測用ボーリング孔の影響により周辺の水理環境が乱されていると考えられる。したがって、装置の設置後にその影響がなくなり、間隙水圧が定常状態になるまで放置してから透水試験を開始した。透水係数は、各測定区間毎に一定圧力で注水し、注入流量が定常状態になったときの流量を用いて算定した。試験位置の岩相が堆積軟岩であり、高圧で注水すると岩盤を水圧により破壊する可能性があるため、注水圧力は0.4MPa以下に設定した。

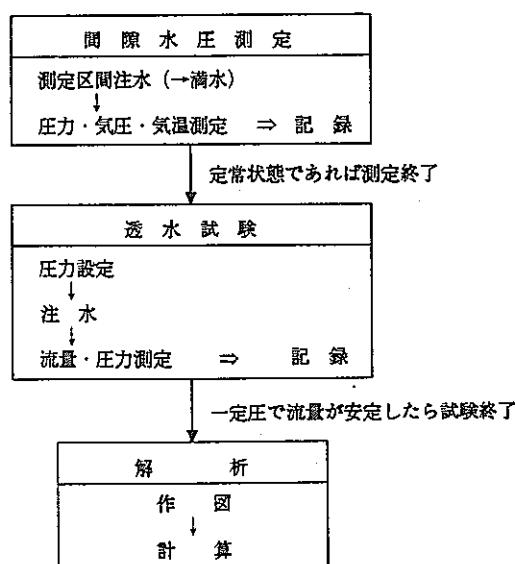


図6.4 試験手順

### 6.3 結 果

MH-1孔、MH-2孔での装置の設置作業に際して、コア観察やボアホールテレビによっても判別できないような孔壁の凹凸などにより、充填剤が測定区間に侵入して測定不能となる事態が発生した。よって、MH-3孔における測定区間の詳細な設置位置は現場で仮設置することにより遮水性能の確認を行いながら決定した。

#### (1) 間隙水圧の測定結果

各測定区間において測定した間隙水圧の結果を表6.2に示す。ただし、表中の値は装置の設置作業終了後約2週間（平成6年5月10日）における値である。圧力は気圧変化による多少の変動を除いては安定し、ほぼ定常状態に達していると判断された。

表6.2 各測定区間における間隙水圧

区間番号	1	2	3	4	5	6
深度 cm	24 - 34	49 - 59	74 - 84	95 - 105	70 - 80	120 - 130
間隙水圧 KPa	53	9	11	57	30	28

#### (2) 透水試験結果

図6.5～6.10に定圧注水時の間隙水圧と注水量の測定結果を示す。表6.3に間隙水圧と注水量の最終値、および透水係数を示す。透水係数の算定には、土質工学会などの基準で単孔式透水試験に最適とされている Hvorslev (ホュルフ) の式により求めた。

$$k = \frac{Q l n [mL / 2r + \sqrt{1 + (mL / 2r)^2}]}{2\pi LH}$$

ここで、

k : 透水係数 (cm/s)

Q : 注水量 (cm<sup>3</sup>/s)

m : 異方性に関する係数 (等方の場合 m=1)

L : 測定区間長 (cm)

r : 測定区間の半径 (cm)

H : 注水差圧水頭 (cm)

今回は、L=10cm、r=4.3cm、また、異方性は考慮できないため、等方と仮定し m=1 とした。

礫岩の透水係数は  $2.1 \times 10^{-9} \sim 4.7 \times 10^{-7}$  (cm/s)、泥岩の透水係数は  $3.3 \times 10^{-11} \sim 2.6 \times 10^{-10}$  (cm/s) であった。泥岩部の透水性は低く、6.2.(2). (c)節で述べたように堆積軟岩では注水圧力はあまり高く設定できないため、流量計の測定下限 (1cc/h) を下回った。したがって、泥岩部における透水係数は後述 (6.4節) のように信頼性が低い可能性があるため参考値とする。

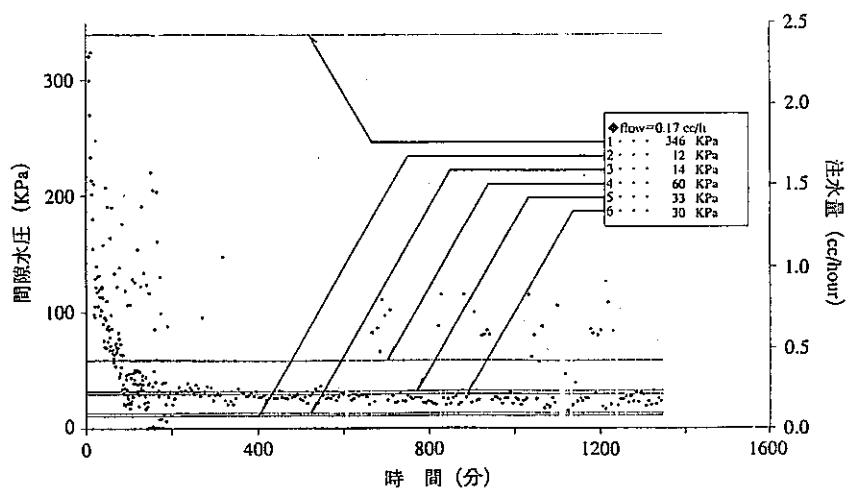


図 6.5 区間 1 の透水試験結果

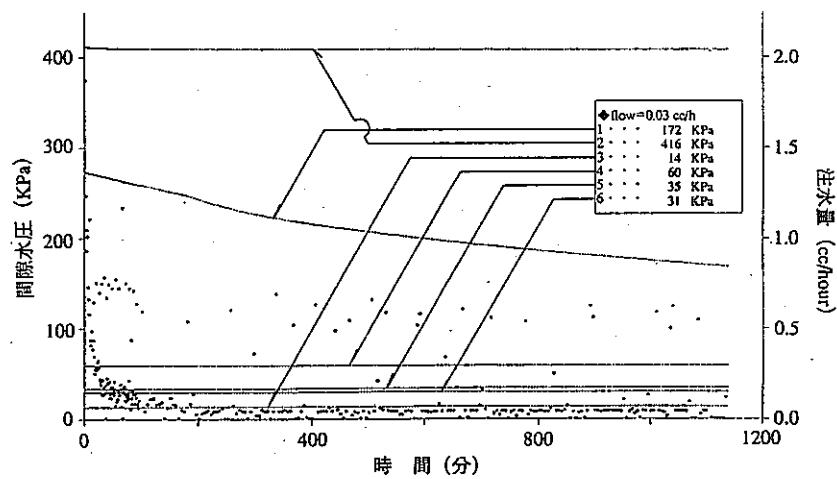


図 6.6 区間 2 の透水試験結果

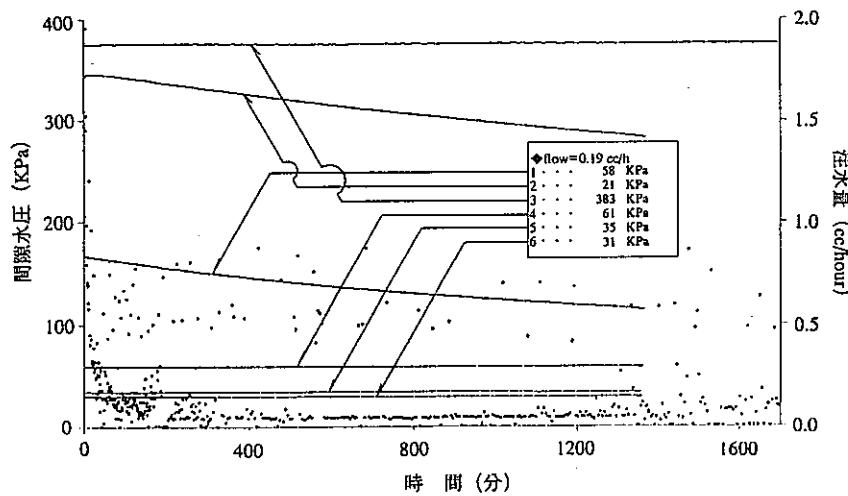


図 6.7 区間 3 の透水試験結果

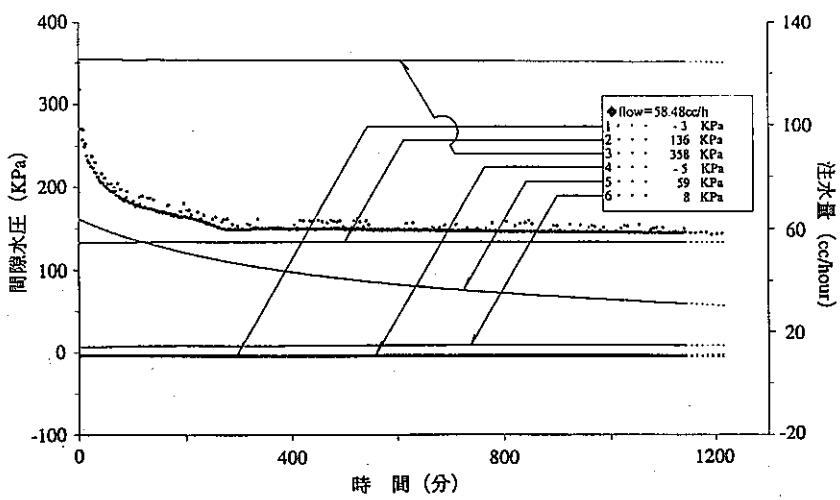


図 6.8 区間 4 の透水試験結果

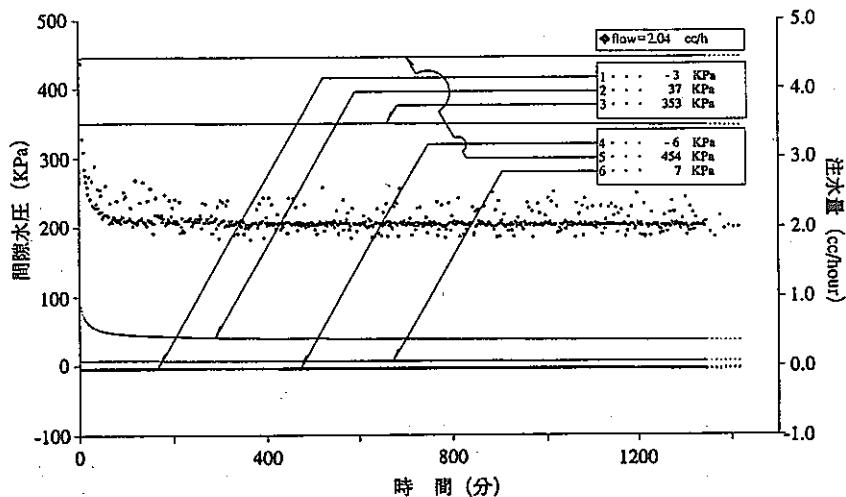


図 6.9 区間 5 の透水試験結果

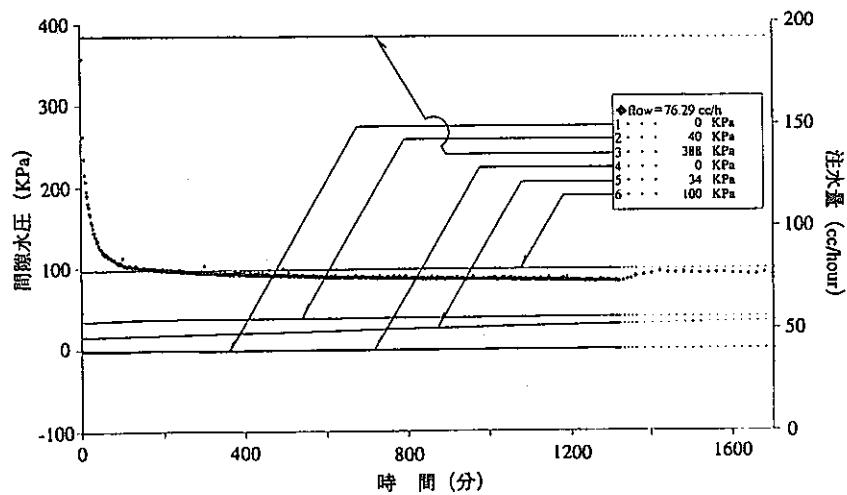


図 6.10 区間 6 の透水試験結果

表6.3 透水試験結果

区間番号	1	2	3	4	5	6
深度 cm	24 - 34	49 - 59	74 - 84	95 - 105	70 - 80	120 - 130
間隙水圧 KPa	53	9	11	57	30	28
注水量 cc/h	<u>0.17</u>	<u>0.03</u>	<u>0.19</u>	58.48	2.04	76.29
注水圧 KPa	346	416	383	136	454	100
注水差圧 水頭 KPa	293	408	372	79	425	72
透水係数 cm/s	$2.6 \times 10^{-10}$	$3.3 \times 10^{-11}$	$2.3 \times 10^{-10}$	$3.3 \times 10^{-7}$	$2.1 \times 10^{-9}$	$4.7 \times 10^{-7}$

※下線部の注水量は測定下限以下

区間5において、注水圧力を変えて透水試験を3回実施した結果を表6.4に示す。この結果より、1回目の試験では注水量が流量計の測定下限(1cc/h)を下回り、流量が1cc/hを上回った他の2回の測定値の2倍程度の値が得られている。

表6.4 区間5の繰り返し透水試験結果

回数	注水圧 KPa	注水量 cc/h	透水係数 cm/s
1	122	0.83	$4.0 \times 10^{-9}$
2	315	1.38	$2.2 \times 10^{-9}$
3	454	2.04	$2.1 \times 10^{-9}$

#### 6.4 考察

区間1～3(MH-3孔)の岩相は泥岩、区間4(MH-1孔)および区間5、6(MH-2孔)は礫岩であった。図6.4に示したようにMH-3孔はMH-1孔とMH-2孔の中間に位置し、その間隔は1mと短いにもかかわらずこのような岩相の違いが認められたことから、試験坑道付近の岩相は変化が激しいと推定される。このような場合に深度方向の掘削影響(透水係数の変化)を把握するためには、同一ボーリング孔において複数区間の測定を実施する必要があると考えられる。

定常状態における間隙水圧分布と、測定区間の深度や岩相の間には明確な相関はみられなかった。岩盤を多孔質体と仮定して実施した数値解析によると試験坑道近傍の間隙水圧は約0.4MPaと推定されたが、これと比較すると今回の計測値は小さい。この原因としては、①試験坑道が今回の計測地点より約15m手前まで、10m下の下盤坑道が40m手前まで掘削されており、帶水層に連続した水みちから排水されていること、②調査位置近傍に掘削されている他の試験のためのボーリング孔からの湧水(特にMT-1孔:毎分1リットル)などの影響が考えられる(図6.11参照)。

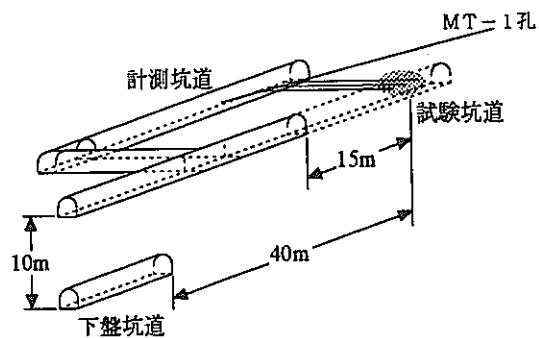


図6.11 隣接する坑道およびボーリング孔

図6.12に、隣接するトモグラフィ用のボーリング孔（MT-1孔）の遮水パッカーを撤去し、毎分1リットルの湧水を放置した場合の各測定区間における間隙水圧の変化を示す。MH-1孔ではパッカー撤去直後に顕著な間隙水圧の低下がみられた。一方、MH-2孔では撤去後2日程度遅れてから低下した。このように、同一帶水層中に掘削されたボーリング孔からの湧水が岩盤の間隙水圧を低下させることが明らかである。その他の隣接するボーリング孔（MK-1孔、MT-2孔、MC-1孔など）も同様に今回の計測地点における間隙水圧を低下させる傾向を示したが、その低下の度合はMT-1孔ほど大きくなかった。また、ボーリング孔の位置から測定点（MH-1～3孔）までの距離と、間隙水圧低下の度合には明瞭な相関はみられなかった。このことから、3次元的に分布した局所的な水みちの存在が推定される。

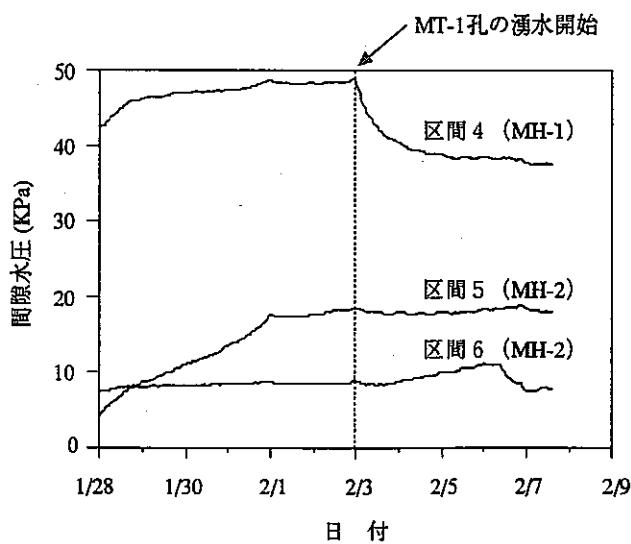


図6.12 隣接ボーリング孔（MT-1孔）からの湧水の影響

礫岩の透水係数は $2.1 \times 10^{-9} \sim 4.7 \times 10^{-7}$  (cm/s)、泥岩の透水係数は $3.3 \times 10^{-11} \sim 2.6 \times 10^{-10}$  (cm/s)であった。区間5における繰返し透水試験の結果、流量が流量計の測定下限 (1 cc/h) を下回った場合は、測定精度が低下する可能性が考えられる。したがって、泥岩部の透水係数については、その信頼性が低い可能性がある（流量計の精度を上げれば信頼性は向上すると考えられる）。

図6.1.3に今回の透水試験結果、過去に実施した同様な岩種における室内透水試験結果、原位置における低圧ルジオン試験結果とあわせて示す。MH-1～3孔のコア観察からは透水性を支配するような開口亀裂はみられなかったことから、これらの透水係数は岩石（マトリックス）部分の透水係数を表していると考えられ、過去に実施した室内透水試験結果とよく一致している。低圧ルジオン試験では測定区間が数mであり今回の10cmに比べて大きく、亀裂の影響を含んだ岩盤の透水性を表すため、室内透水試験の結果に比べると透水係数が多少大きめに評価されている。

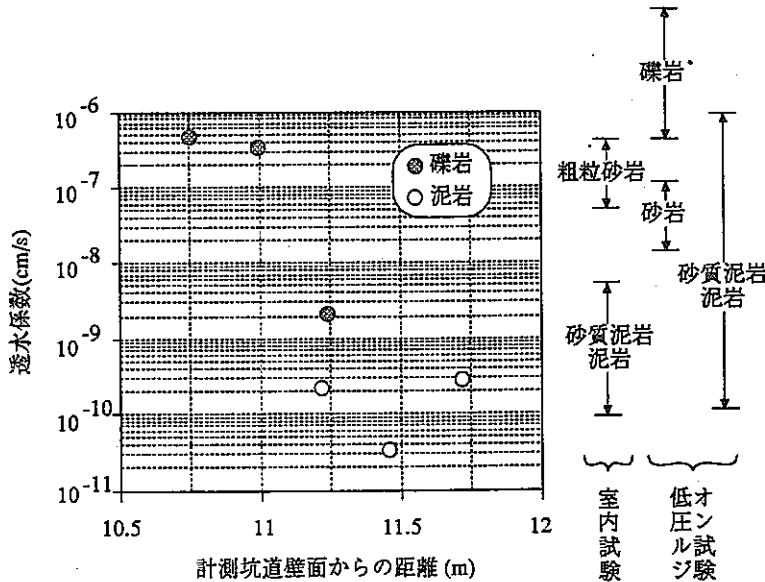


図6.1.3 今回および過去の透水試験結果の比較

## 6.5まとめ

本調査では、坑道を掘削する前後の岩盤の透水係数および間隙水圧の変化から掘削影響領域を把握するための調査の一環として、来年度に掘削を予定している試験坑道の周辺岩盤の透水係数および間隙水圧を計測した。また、計測坑道と試験坑道が壁面間距離で12m離れているため、平成4年度までに開発した計測装置をこの深度に適用できるように改良した。計測用ボーリング孔の掘削に伴う一時的な排水により調査の対象領域周辺の間隙水圧は低下していると考えられる。したがって、装置設置後は孔口を閉塞して間隙水圧をモニタリングし、ボーリング孔の掘削および装置の設置作業にともなう影響がなくなり定常状態になるまで放置した。ほぼ定常状態とみなせるまで約2週間かかった。

間隙水圧は10～60 (KPa) であった。透水係数は礫岩部で $2.1 \times 10^{-9} \sim 4.7 \times 10^{-7}$  (cm/s)、泥岩部で $3.3 \times 10^{-11} \sim 2.6 \times 10^{-10}$  (cm/s) であった。以上より、坑道掘削前における岩盤の間隙水圧および透水係数の分布（初期状態）を把握できた。

装置の設置作業に際して、コア観察やボアホールテレビによっても判別できないような孔壁の凹凸などにより、充填剤が測定区間に侵入して測定不能となる事態が発生した。よって、測定区間の詳細な設置位置は現場で仮設置することにより遮水性能の確認を行なながら試行錯誤で決定せざるを得ない。孔壁の仕上りが悪い場合や崩壊が発生するような場合には、より柔軟なパッカーラバーを用いて孔壁への追従性をよくするなどの対策を検討する必要がある。

泥岩部の透水係数は前述のように $10^{-10}$  (cm/s) のオーダー以下と小さく、定圧注水時の注入量が試験装置の測定下限以下となつた。区間5における繰返し透水試験の結果、流量が流量計の測定下限を下回った場合は、得られた透水係数の精度が低下する可能性があり、信頼性の高いデータを得るために、さらに高精度の流量計を採用する必要があることがわかつた。

隣接するボーリング孔からの湧水により周辺の間隙水圧が低下すること、また、これらの孔口にパッカーを設置し湧水を止めると間隙水圧の低下を抑えるのに効果があることがわかつた。これは、ボーリング孔を掘削することが、周辺岩盤の特に水理環境に相当の影響を与えることを示している。ボーリング孔からの湧水を放置すると、天然の地質環境が乱される可能性があるため、これらの配置および掘削後の処理には十分な注意が必要である。

#### 参考文献

- 1) 後藤和幸、中野勝志、柳沢孝一（1992）：坑道周辺のゆるみ領域を水理学的に評価する測定装置の開発、原子力学会「1992年秋の大会予稿集」、P338
- 2) 佐藤稔紀、後藤和幸、柳沢孝一、杉原弘造（1992）：坑道周辺のゆるみ領域の水理特性調査、原子力学会「1992年秋の大会予稿集」、P339

## 7. 弹性波トモグラフィ調査

### 7.1 概要

岩盤中に坑道を掘削すると、その周辺岩盤の弾性波速度が低下することが知られている。本調査の目的は、来年度に掘削を予定している坑道（以下、試験坑道という）を含む断面において坑道掘削前後に弾性波トモグラフィ調査を実施し、その断面内の弾性波速度分布の坑道掘削前後の変化より掘削影響領域を把握することである。平成5年度は、この一環として坑道掘削前の岩盤内の弾性波速度分布を把握する。

弾性波トモグラフィ調査とは、ボーリング孔などを利用して調査対象岩盤を囲むように発振点・受振点を配置して弾性波の走時（発振点から受振点までの弾性波の到達時間）を計測し、これらのデータより対象岩盤内の弾性波速度分布を再構成し、これを可視化する技術である。調査は走時測定と解析の2段階に大別される。

### 7.2 調査方法

#### (1) 調査位置

本調査は、図7.1に示すように計測坑道から試験坑道を挟むように掘削された計測用ボーリング孔（MT-1孔、MT-2孔）を用いて実施した。計測用ボーリング孔は掘削後に孔曲がり測定を実施し、孔の方向を確認している。これらのボーリング孔で挟まれた調査の対象となる断面（以下、調査断面という）のほぼ中央に試験坑道が位置する。ただし、MT-1孔の深度22～23m付近において孔壁の崩壊が激しく測定装置を設置できなかったため、MT-1孔での計測は孔口～22mの範囲で行った。

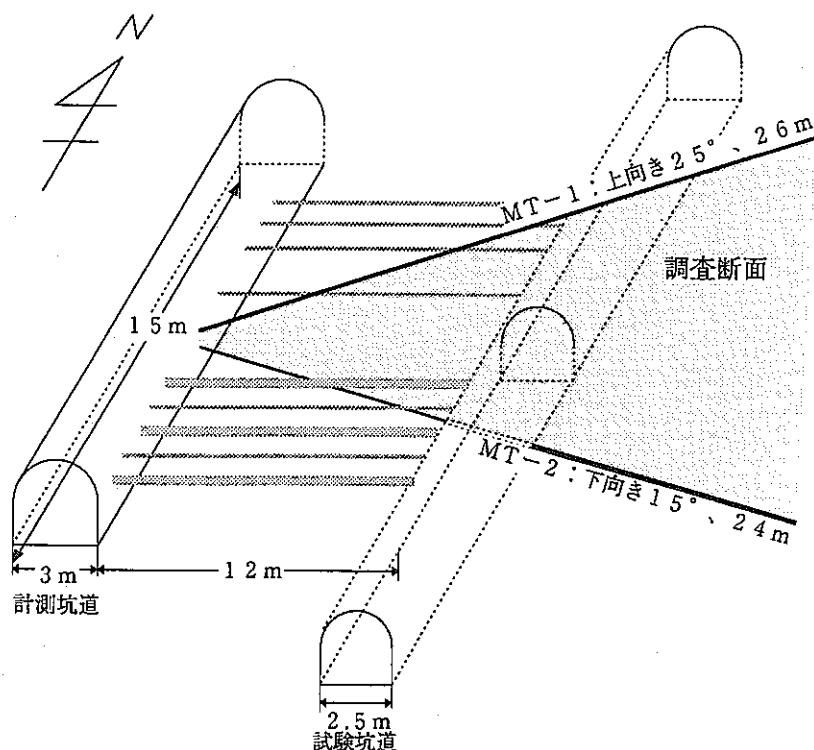


図7.1 調査位置概要

## (2) 走時の測定方法および測定結果

発振点・受振点は図7.2に示すように調査断面内（特に試験坑道付近）に多方向・多数の波線が通過するように配置した。一般に弾性波の走時測定においては、発振源が水中にある場合にエネルギーが効率よく岩盤に伝達される。また、受振部においても岩盤と受振子との接触がよくなり、精度のよい観測波形を得ることができる。このような理由から、MT-1孔、MT-2孔は孔内に水を満たしてから測定を行った。振源には電気雷管を用い、1回の発振における雷管の使用量は1本とした。

代表的な測定波形の一例を図7.3に示す。測定波形は全体的に良好で、明瞭な初動（波動の立上り）が記録された。

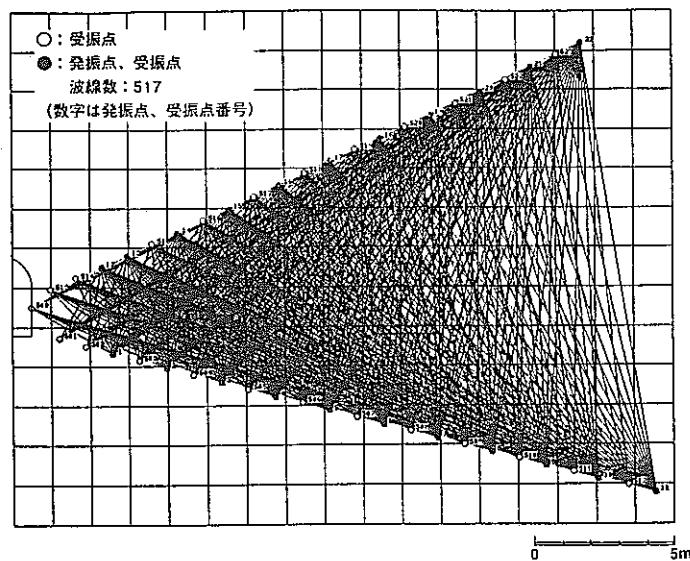


図7.2 発振点・受振点の配置および波線図

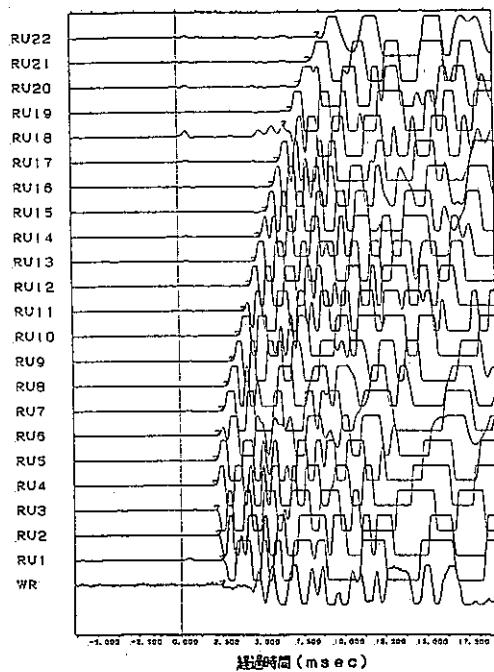


図7.3 測定波形の一例（発振点：SL5、受振点：WR、RU1～22）

### (3) 解析方法

#### (a) 解析モデルの作成

岩盤内の2次元断面上に配置された全ての発振点、受振点を含む領域を適當な大きさの長方形要素で分割し岩盤モデルを作成した。解析断面は図7.4に示すような2本の調査孔(MT-1孔、MT-2孔)を含む縦18.3m、横23.6mの矩形領域とし、縦を13等分、横を17等分する長方形要素で分割(総節点数252)した。実際に解析に用いた波線データ数は517であり、このうち121組(242波線)については往復走時データが得られている。往復走時データは後述する往復走時補正に必要となる。要素分割を細かくすると、より詳細な弾性波速度分布を表現できるが、波線数が少ないと解析精度が低下する。一般的に、節点数は波線数の半分程度にするのが望ましいといわれているが、今回の場合、波線数517に対して節点数252とほぼ半分であり、この条件を満たしている。

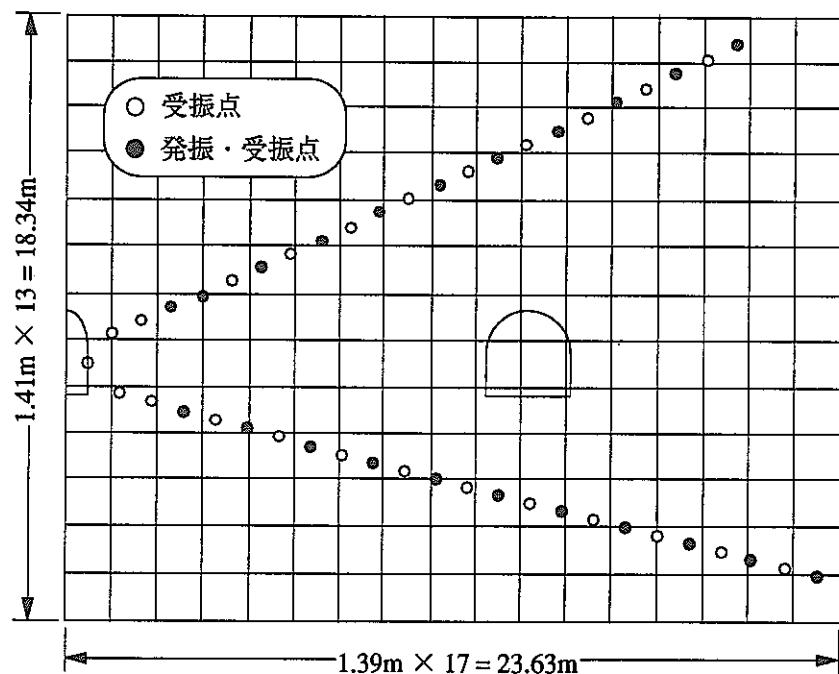


図7.4 解析メッシュ図

### (b) 往復走時補正

ある点Aで発振し点Bで受振した場合の走時 $T_{AB}$ と、点Bで発振し点Aで受振した場合の走時 $T_{BA}$ の和を往復走時という。この場合、波動が同一経路を通るため本来 $T_{AB} = T_{BA}$ となるはずである。しかし、実際の測定では次のような原因により完全には一致しない。

- ・発振時刻計測系の機械的な誤差（ショット誤差）
- ・発振点・受振点の設置位置の誤差
- ・初動の読み取り誤差

そこで、これらの誤差（補正值）を数学的に求め、走時の補正を行った。この補正值は、全ての往復走時データについて走時の時間差 $(T_{AB} - T_{BA})$ の2乗和が最小となるような値であり、往復走時が得られている各発振点について1つの値が求められる。この補正值が得られた各発振点に関係した全ての走時データについて、それぞれの値で補正する。

### (c) 弹性波速度分布の再構成

解析断面の構造データおよび走時データを用いて次のような逆解析を行い、調査断面内の弾性波速度分布を求めた。仮定したある速度分布に従い波線の屈折を考慮したパス計算を行い、測定されるべき理論走時を計算した。この理論走時と実際に測定された走時との差の2乗平均（以下、RMS残差という）が最小となるように逐次速度分布の修正を行った。修正アルゴリズムには平滑化条件付き最小2乗法を用いた。

今回の解析においては、繰返し計算の回数は10回とした。10回目における繰返し計算毎のRMS残差の減少はみられなかったため、十分に収束していると判断された。

## (4) 解析ケース

前述の解析モデル（節点数252）と走時データ（波線数517）を用いて解析を実施した。往復走時補正の有効性を検証するために、解析は次の2ケースについて実施した。

ケース1： 往復走時補正なし

ケース2： 往復走時補正あり

### 7.3 結 果

図7.5に、各ケースの繰返し計算10回目における速度分布図を示す。図7.6は、各ケースにおける繰返し計算毎のRMS残差および走時残差の絶対値の最大値（以下、最大残差という）の収束状況を示したものである。図7.7と7.8に、各ケースの測定走時と計算走時の比較図、測定走時と計算走時の残差のヒストグラムを示す。

#### (1) ケース1（往復走時補正なし）

図7.5aの速度分布図において、解析断面内における速度分布は一様に2.0～2.6km/secである。計測坑道付近に速度が遅い部分、MT-2孔の深度20m付近に速度が速い部分が認められた。

図7.6の残差の収束状況において、RMS残差および最大残差は繰返し計算回数の増加とともに単調に減少し、10回目において十分に収束している。

図7.7aの測定走時と計算走時の比較図において、プロットは図中の傾き1の直線上（計算走時=測定走時）に分布しており、その分布位置も直線から平均的に分散している。

図7.8aの測定走時と計算走時の残差のヒストグラムにおいて、残差は0msecを中心にはほぼ正規分布を示しており、誤差の範囲も概ね±0.3msec以内（標準偏差0.136msec）に収まっている。

#### (2) ケース2（往復走時補正あり）

図7.5bの繰返し計算10回目における速度分布図において、解析断面内における速度分布は一様に2.0～2.6km/secである。計測坑道付近およびMT-1孔の深度22m付近に速度が遅い部分、MT-2孔の深度20m付近に速度が速い部分が認められた。

図7.6の残差の収束状況において、RMS残差および最大残差は繰返し計算回数の増加とともに単調に減少し、10回目において十分に収束している。

図7.7bの測定走時と計算走時の比較図において、プロットは図中の傾き1の直線上（計算走時=測定走時）に分布しており、その分布位置も直線から平均的に分散している。

図7.8bは測定走時と計算走時の残差をヒストグラムにしたものであるが、残差は0msecを中心にはほぼ正規分布を示し、誤差の範囲も概ね±0.2msec以内（標準偏差0.123msec）に収まっている。

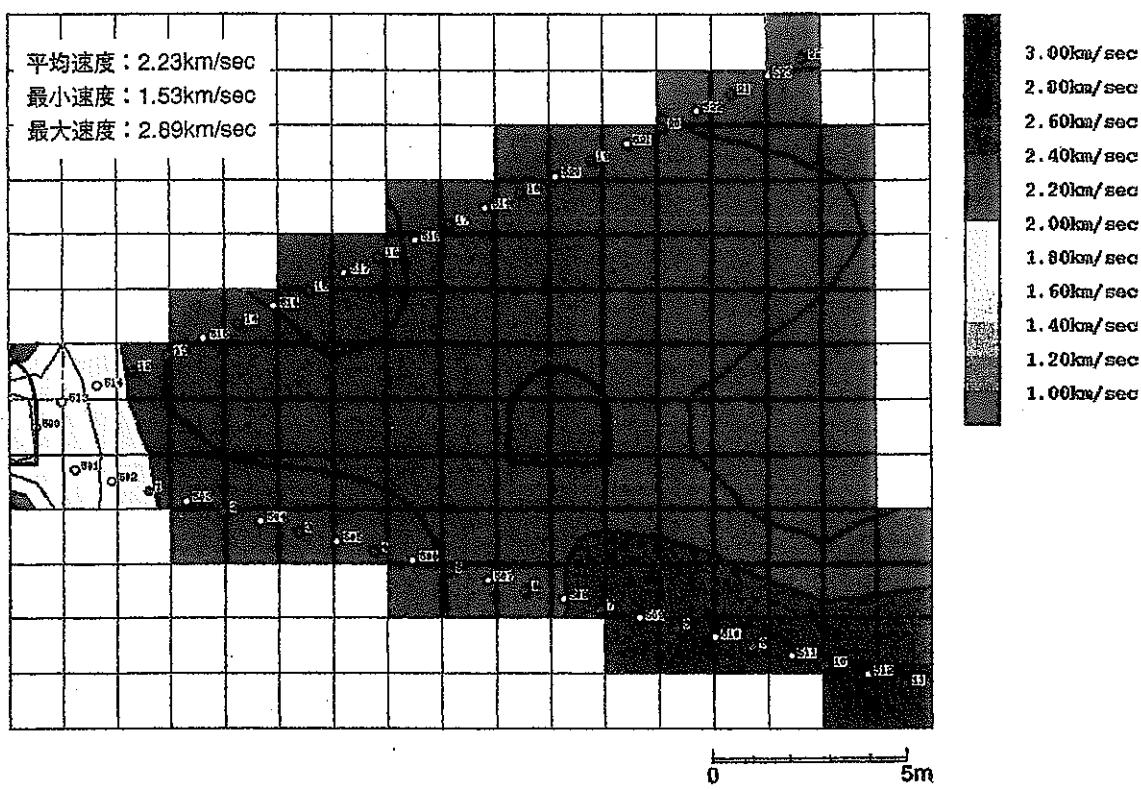


図 7.5 a 弹性波速度分布図（ケース 1）

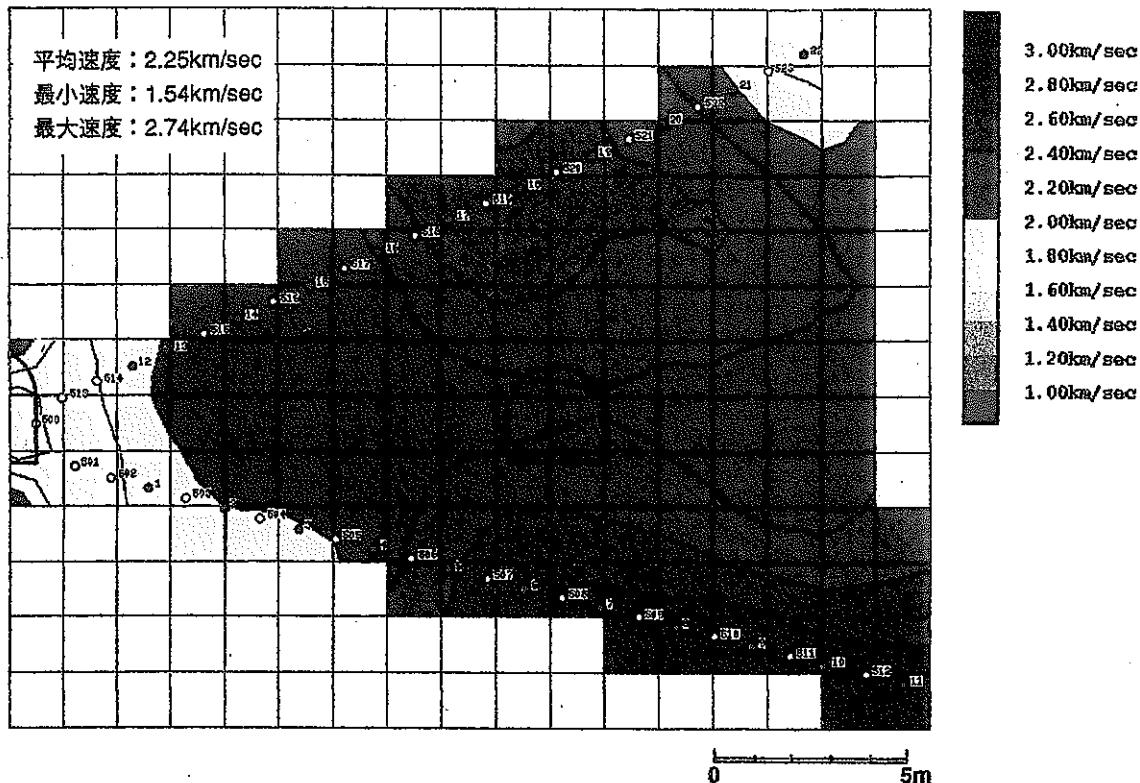


図 7.5 b 弹性波速度分布図（ケース 2）

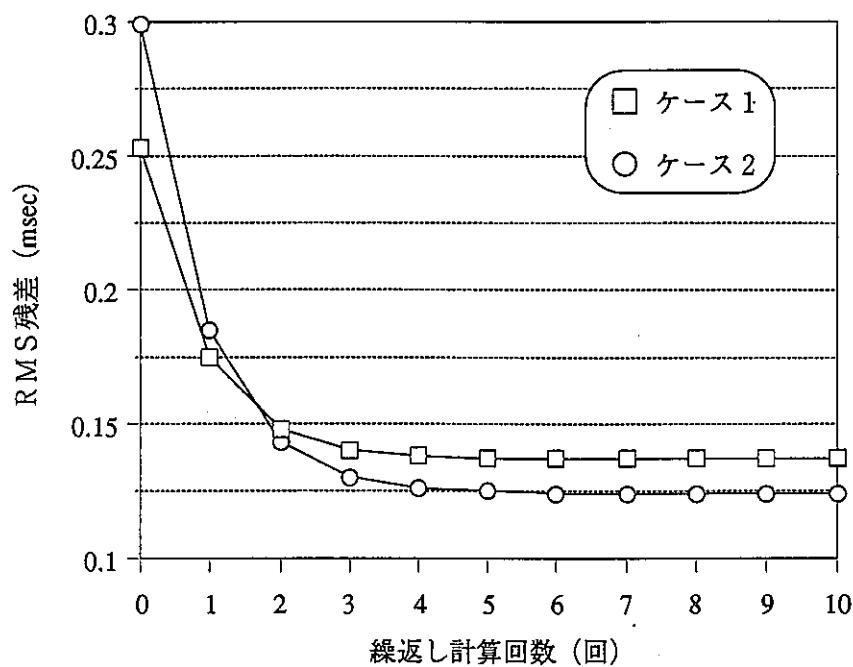


図 7. 6 a 繰返し計算における RMS 残差の収束状況

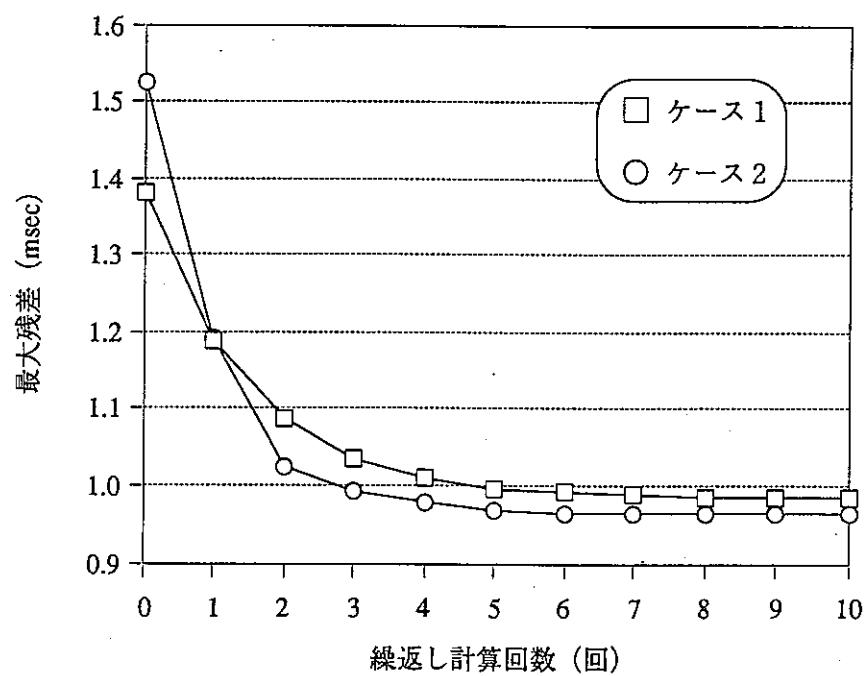


図 7. 6 b 繰返し計算における最大残差の収束状況

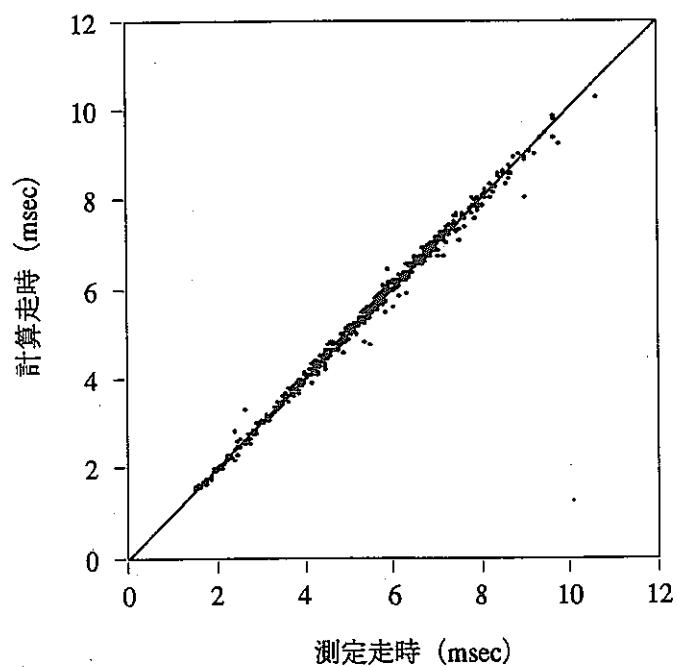


図 7.7 a 計算走時と測定走時の比較（ケース 1）

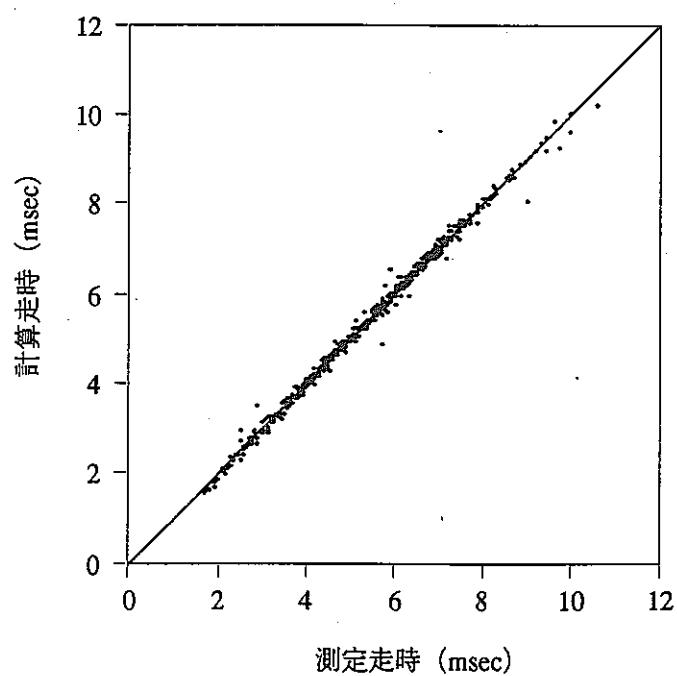


図 7.7 b 計算走時と測定走時の比較（ケース 2）

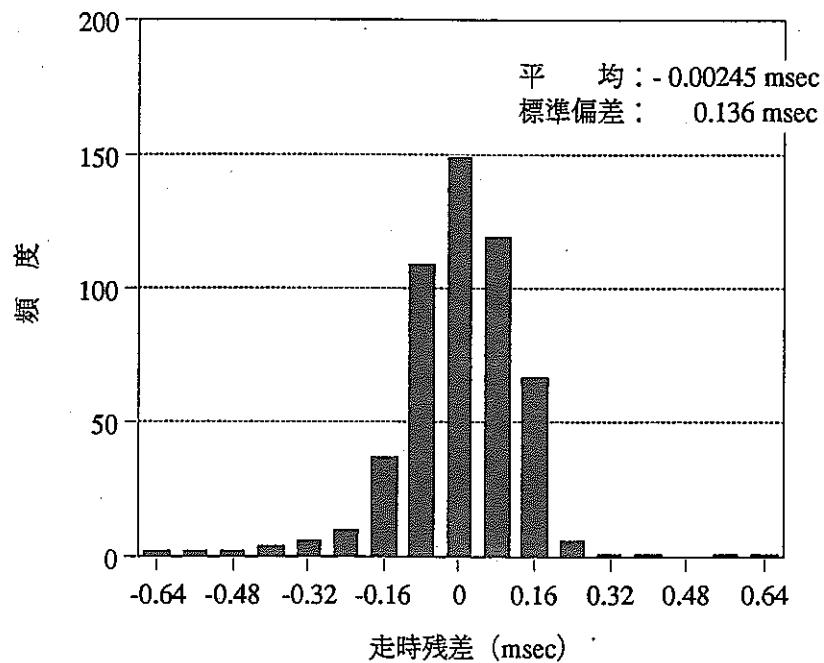


図 7.8 a 走時残差（計算走時－測定走時）の分布（ケース 1）

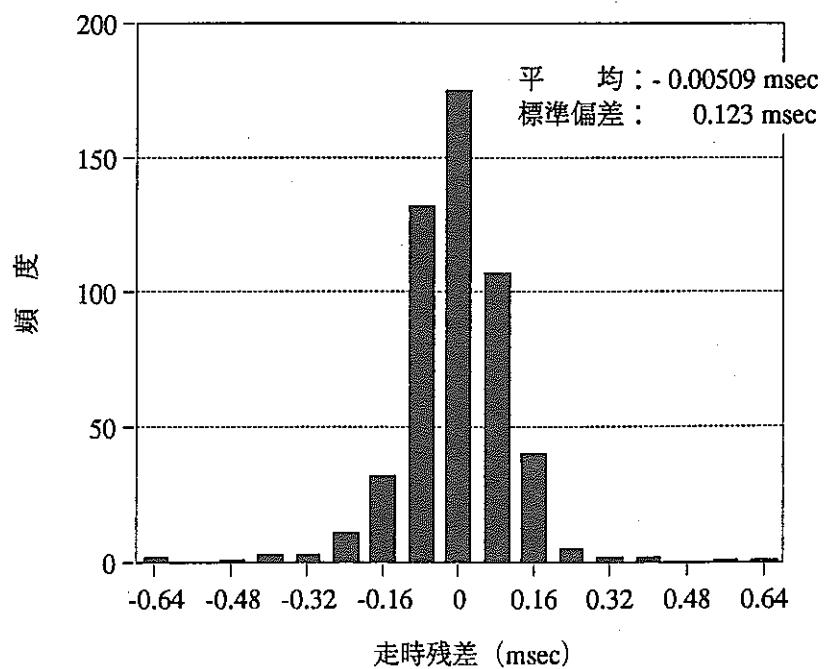


図 7.8 b 走時残差（計算走時－測定走時）の分布（ケース 2）

#### 7.4 考 察

図7.5の速度分布図において、MT-1孔の深度22m付近（ケース2のみ）および計測坑道付近に速度が遅い部分、MT-2孔の深度20m付近に速度が速い部分が認められた。これらの部分は、解析領域の境界付近であり、波線数が少なく方向性に偏りがあることを考慮すると、解析精度があまりよくないと考えられる。ただし、既存の計測坑道近傍の速度が遅い部分については、計測坑道の掘削による影響が弾性波速度の低下として現れている可能性がある。しかし、現時点では解析精度の影響と計測坑道の掘削影響を分離することは難しく、今回の結果においてどちらが卓越しているかを特定するのは難しい。

図7.6の両解析ケースにおける繰返し計算回数に対する収束状況を比較すると、RMS残差、最大残差ともにケース2の往復走時補正を行った場合の方が小さい。

図7.7では、計算走時と測定走時はよく一致し、特定される誤差もないため、両ケースとともに精度よく解析されていると判断される。また、図7.8の残差分布のはらつきはケース2の方が小さい。

ケース2においてMT-2孔の深度22m付近で速度が遅い部分がみられており、実際にこの部分で孔壁の崩壊が激しく、弾性波速度が遅い可能性が考えられることと調和している。

以上より、解析結果としては往復走時補正を行ったケース2の方が実際の速度分布をより忠実に表現していると考えられる。

ケース2の結果とボーリングコアの調査結果を比較すると、細粒砂岩～泥質岩において弾性波速度が2.4km/s以上の値を示す傾向が若干みられた。しかし、岩相構成やRQDと弾性波速度分布の間に明確な相関はみられなかった。

ケース2の解析結果では、調査断面内の弾性波速度は2.0～2.6km/sであった。同様な岩相を用いて室内で弾性波速度を計測した結果では、細粒砂岩で2.2～2.6 km/s、粗粒砂岩で1.6～2.2km/sであった。ボアホールテレビによる孔内壁面観察で判別できた亀裂の平均間隔は、MT-1孔で2.0m、MT-2孔で0.5mであり、ISMの指針<sup>11)</sup>によれば、亀裂が少ない岩盤に分類される。したがって、この岩盤の弾性波速度は室内試験で求められる岩石のマトリックス部分のそれに近いと考えられる。ボーリングコアでは比較的細かい岩相の変化がみられるが、トモグラフィ手法自体が持つ解像能力ではこのような小さな変化を捉えることは困難である。しかし、今回の調査断面を全体的にみると、岩相は細粒砂岩が卓越すると推定される。

## 7.5 まとめ

本調査の目的は、来年度に掘削を予定している試験坑道を含む断面において、坑道掘削前後の弾性波速度分布の変化より掘削影響領域を把握することである。平成5年度は、その事前調査として、坑道掘削前の岩盤内の弾性波速度分布を把握するために、弾性波トモグラフィ調査を実施した。

発振点・受振点はボーリング孔を利用して調査断面を囲むように配置し、弾性波の走時を測定した。解析は、測定された走時データをそのまま用いた場合と、測定データのうち往復走時が得られているものについては往復走時補正を行った場合の2ケースについて実施した。これらの結果より、速度分布や計算の収束状況などについて検討した。

両ケースともに、調査断面内の弾性波速度分布はほぼ一様で、その値は2.0～2.6 km/sであった。

両ケースの解析結果を比較すると、収束状況がよいこと、残差のばらつきが小さいこと、ボーリング孔壁の崩壊が激しい部分において低速度域がみられること、などより、往復走時補正を行ったケースの方が実際の岩相状況をより忠実に表現していると考えられる。室内における弾性波速度の測定結果および今回の弾性波トモグラフィ調査結果より、調査断面内の岩相は細粒砂岩が卓越すると推定される。

## 参考文献

- 1) ISRM指針 Vol.3、「岩盤不連続面の定量的記載法」、P25、(1985)、岩の力学連合会

## 8. 比抵抗トモグラフィ調査

### 8.1 概要

本調査の目的は、来年度に掘削を予定している坑道（以下、試験坑道という）を含む断面において坑道掘削前後に比抵抗トモグラフィ調査を実施し、その断面内の比抵抗分布の坑道掘削前後の変化より掘削影響領域を把握することである。平成5年度は、この一環として坑道掘削前の岩盤内の比抵抗分布を把握した。

比抵抗トモグラフィ調査とは、ボーリング孔などを利用して調査対象岩盤を囲むように電極を配置して電位を計測し、これらのデータより対象岩盤内の比抵抗分布を再構成し、これを可視化する技術である。調査は電位測定と解析の2段階に大別される。

### 8.2 調査方法

#### (1) 調査位置

本調査は、図8.1に示すように計測坑道から試験坑道を挟むように掘削された計測用ボーリング孔（MT-1孔、MT-2孔：弾性波トモグラフィ調査と同一孔）を用いて実施した。これらのボーリング孔で挟まれた調査の対象となる断面（以下、調査断面という）のほぼ中央に試験坑道が位置する。ただし、MT-1孔の深度22～23m付近において孔壁の崩壊が激しく測定装置を設置できなかったため、MT-1孔での計測は孔口～22mの範囲で行った。

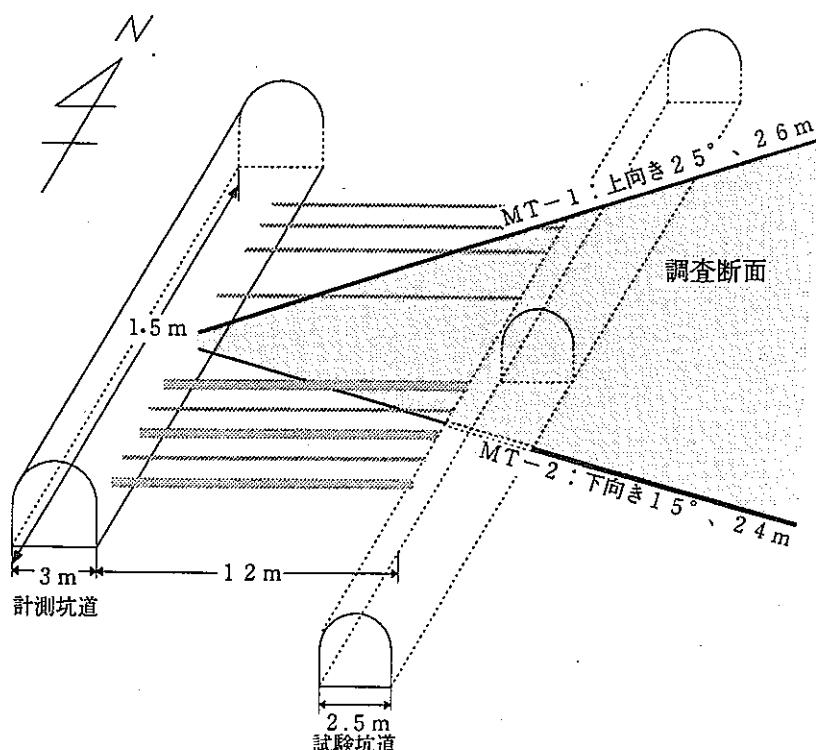


図8.1 調査位置概要

## (2) 測定方法

電流電極・電位電極は図8.2に示すように調査断面を囲むように配置した。一般に、比抵抗測定においては、電流電極が水中にある場合に電流が効率よく岩盤に伝達され、電位電極も岩盤と電極との接触がよくなり、精度のよい観測電位を得ることができる。このような理由から、MT-1孔、MT-2孔は孔内に水を満たしてから測定を行った。

計測坑道は空洞であり電気を通さないため、電気的には比抵抗が無限大の領域である。一方、ロックボルトやレールなどの金属は電気を通しやすい。これらが解析結果に影響を与える可能性が考えられたため、その影響を評価するために上記の調査孔内での測定に加えて図8.3に示すように計測坑道周縁での比抵抗測定を実施した。調査孔内および計測坑道周縁の比抵抗測定は2極法により行った。2極法では調査区域から十分に離れた場所に遠電極を必要とするため、これらを地表に設置した。

測定は順次電極の組合せを換えることにより行った。電極の組合せは予めプログラムして自動計測とし、測定データはフロッピーディスクに記録した。測定された電位波形には迷走電流による乱れや電極の接地不良による異常はみられなかった。

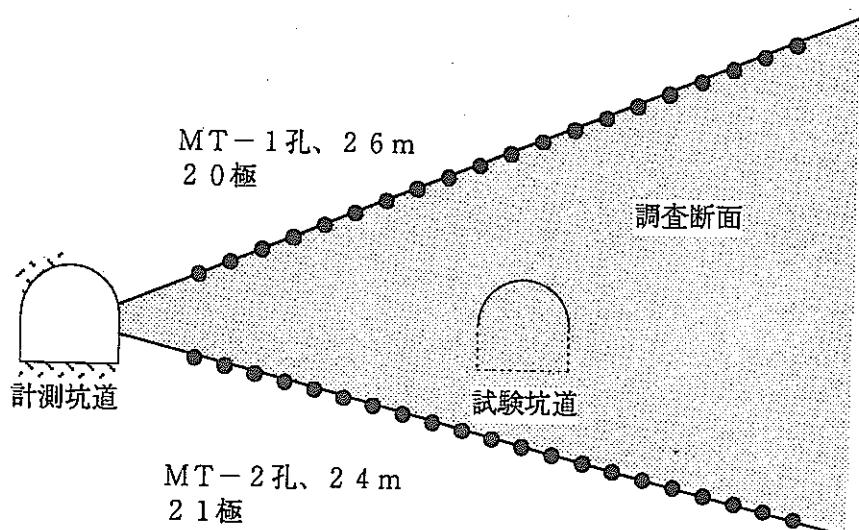


図8.2 調査孔内の電極配置

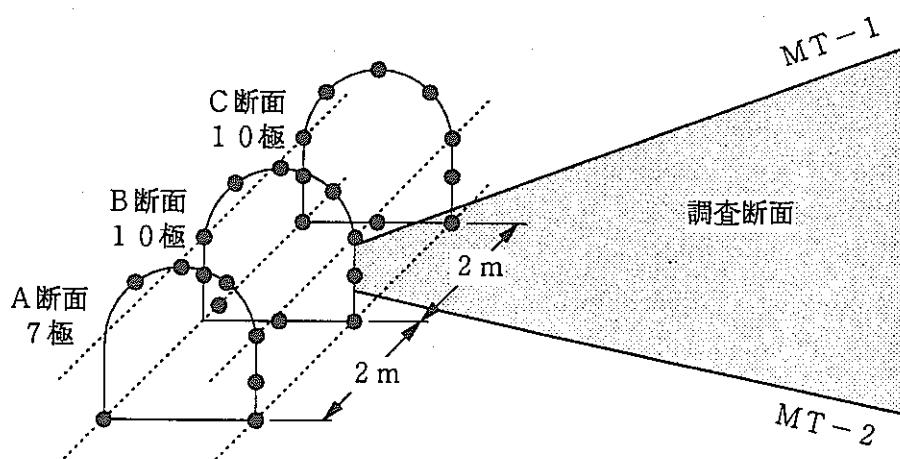


図8.3 計測坑道周縁の電極配置

### (3) 解析方法

#### (a) 解析モデルの作成

電流は岩盤内の広い範囲を3次元的に流れるため、解析範囲は調査断面に対して十分に大きくする必要がある。通常は解析断面は調査断面の5倍程度の大きさにするのが一般的である。したがって、解析断面は図8.4aに示すように2本の調査孔(MT-1孔、MT-2孔)で挟まれた調査断面をほぼ中央に含むような、縦85m、横100mの矩形領域とした。調査範囲を最も詳細に要素分割し、総要素数は4075、総節点数は2086である。

要素分割を細かくすると電位計算精度が向上するが、計算に要する時間が長くなり、また測定データが少ないと解析精度が低下する可能性がある。そこで、隣接した数個の要素群は同じ比抵抗特性を持つブロックと仮定した。ブロック数は一般的に測定データ数の約半分とするのが望ましいといわれているため、今回は測定電位データ数820に対して約半分の399ブロックとした(図8.4b参照)。これにより、未知数の数(ブロック数)は測定データ数に見合った量となり、また、詳細な要素分割により精度の良い電位計算が可能になった。

#### (b) 遠電極補正

遠電極は理論上は無限遠方であるが、実際に地表に設置した距離は有限である。そのため、この距離を考慮して測定データを補正する必要がある。これを、遠電極補正<sup>1)</sup>という。今回の解析では、測定電位データにこの遠電極補正を施した値を用いた。

#### (c) 比抵抗分布の再構成

解析断面の構造データおよび電位データを用いて次のような逆解析を行い、調査断面内の比抵抗分布を求めた。仮定したある比抵抗分布に従い電位計算を行い、各電極において測定されるべき理論電位を計算した。この理論電位と実際に測定された電位との差の2乗平均(以下、RMS残差という)が最小となるように逐次比抵抗分布の修正を行った。

今回の解析においては、繰返し計算の回数は10回とした。10回目における繰返し計算毎のRMS残差の減少はみられなかったため、十分に収束していると判断された。

### (4) 解析ケース

前述の解析モデル(ブロック数399)と電位データ(測定数820)を用いて解析を実施した。解析は、調査孔(MT-1孔、MT-2孔)間のデータのみ(図8.2参照)を用いた場合と、計測坑道やロックボルト、レールなどが解析結果に与える影響を評価するために孔間データに加えて、計測坑道周縁での測定データ(図8.3参照)を用いた場合の2ケースについて実施した。

ケース1 : 調査孔間データのみ

ケース2 : 調査孔間データおよび計測坑道周縁データ

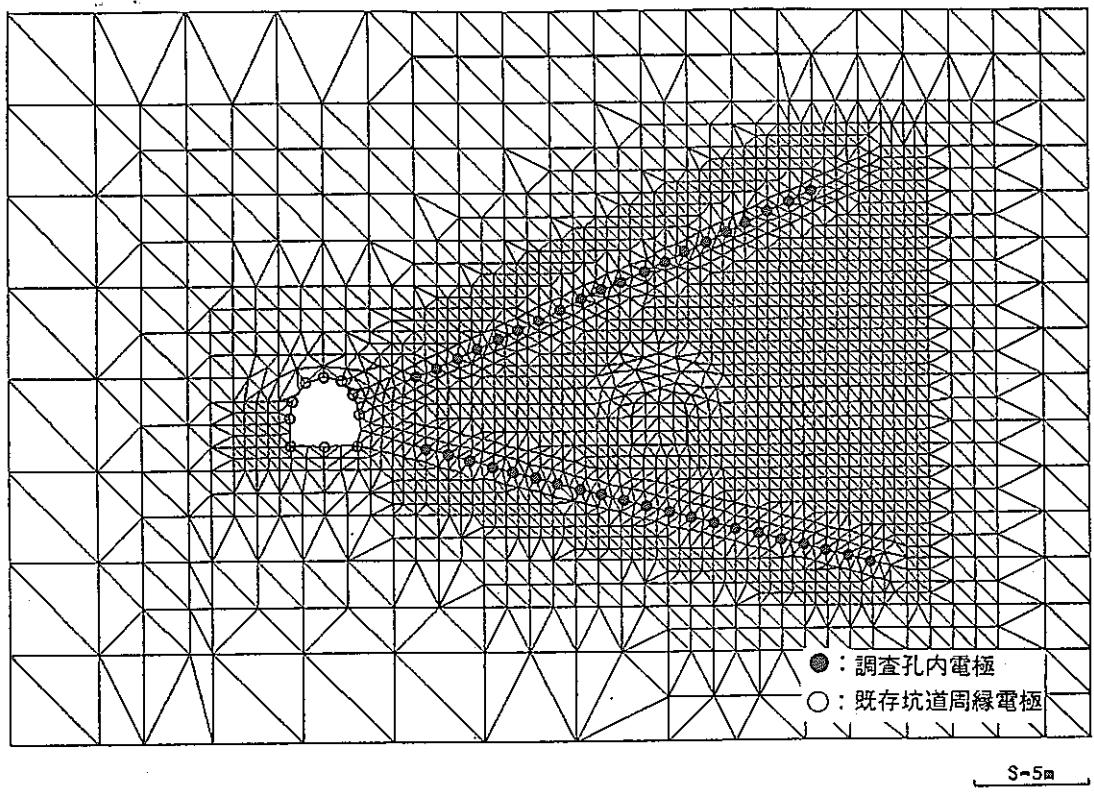


図 8.4 a 解析メッシュ図（調査断面近傍の拡大図）

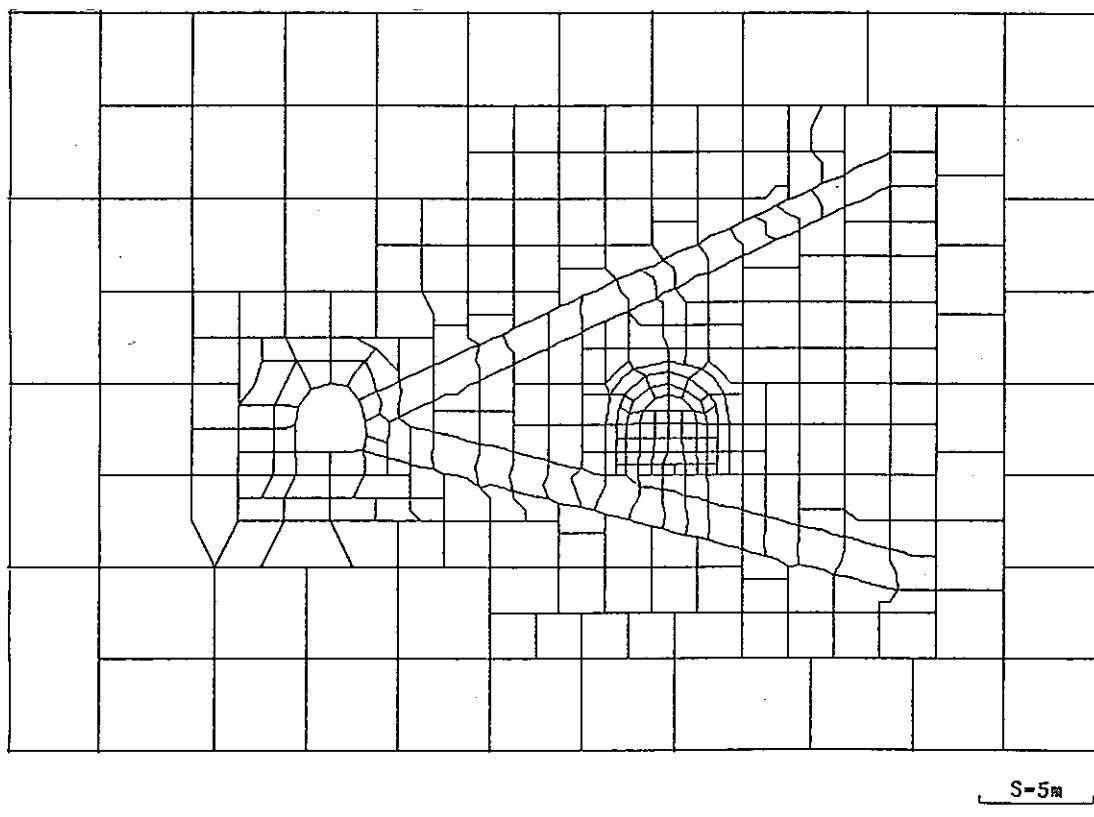


図 8.4 b ブロック区分図（調査断面近傍の拡大図）

### 8.3 結 果

図8.5に、各ケースの繰返し計算10回目における比抵抗分布図を示す。図8.6は、各ケースの繰返し計算毎のRMS残差および電位残差の絶対値の最大値（以下、最大残差）の収束状況を示したものである。図8.7と8.8に、各ケースの測定電位と計算電位の比較図、測定電位と計算電位の残差のヒストグラムを示す。

#### (1) ケース1（孔間データのみ）

図8.5aの繰返し計算10回目における比抵抗分布図において、調査断面内の全体的な比抵抗分布は一様に10～15Ωm程度の値を示している。ただし、MT-1孔付近では全体的に10Ωm以上、MT-2孔付近では10Ωm以下の部分がみられる。

図8.6のRMS残差および最大残差の収束状況において、両者は繰返し計算回数の増加とともに単調に減少し、10回目において十分に収束している。ただし、測定された比抵抗値が2オーダーの幅を持つため、値の大きさにかかわらず均等に重み付けするために、残差は電位残差を測定電位値で除して正規化し、%で表示している。

図8.7aの測定電位と計算電位の比較では、プロットは概ね傾き1の直線上に分布しており、直線に対する全体的なばらつきは平均的に分散している。

図8.8aの測定電位と計算電位の残差のヒストグラムにおいて、残差は全データ820個のうち58%に当たる474個が±10%以内（標準偏差11.74%）に分布している。

#### (2) ケース2（孔間データおよび計測坑道周縁データ）

図8.5bの繰返し計算10回目における比抵抗分布図において、調査断面内の全体的な比抵抗分布は一様に10～20Ωm程度の比抵抗値を示している。ただし、MT-1孔付近では全体的に10Ωm以上、MT-2孔付近では10Ωm以下、試験坑道上部では局部的に20Ωm以上の値を示す部分がみられる。

図8.6のRMS残差および最大残差の収束状況において、両者は繰返し計算回数の増加とともに単調に減少し、10回目において十分に収束している。残差はケース1と同様に測定電位値で正規化したもので表している。

図8.7bの測定電位と計算電位の比較図において、プロットは概ね傾き1の直線上に分布しており、直線に対するばらつきも平均的であるが、電位が0.1mVより高い部分ではケース1に比べて大きなばらつきがみられた。この部分のデータを抽出すると坑道周縁部における測定データが多かった。

図8.8bの測定電位と計算電位の残差のヒストグラムでは、ほぼ正規分布をしているものの、全体的に若干左側へ偏る傾向がみられ、測定値に対して計算値が小さい傾向があることを示している。全データ865個のうち71%に当たる611個が±10%以内（標準偏差11.57%）に分布している。

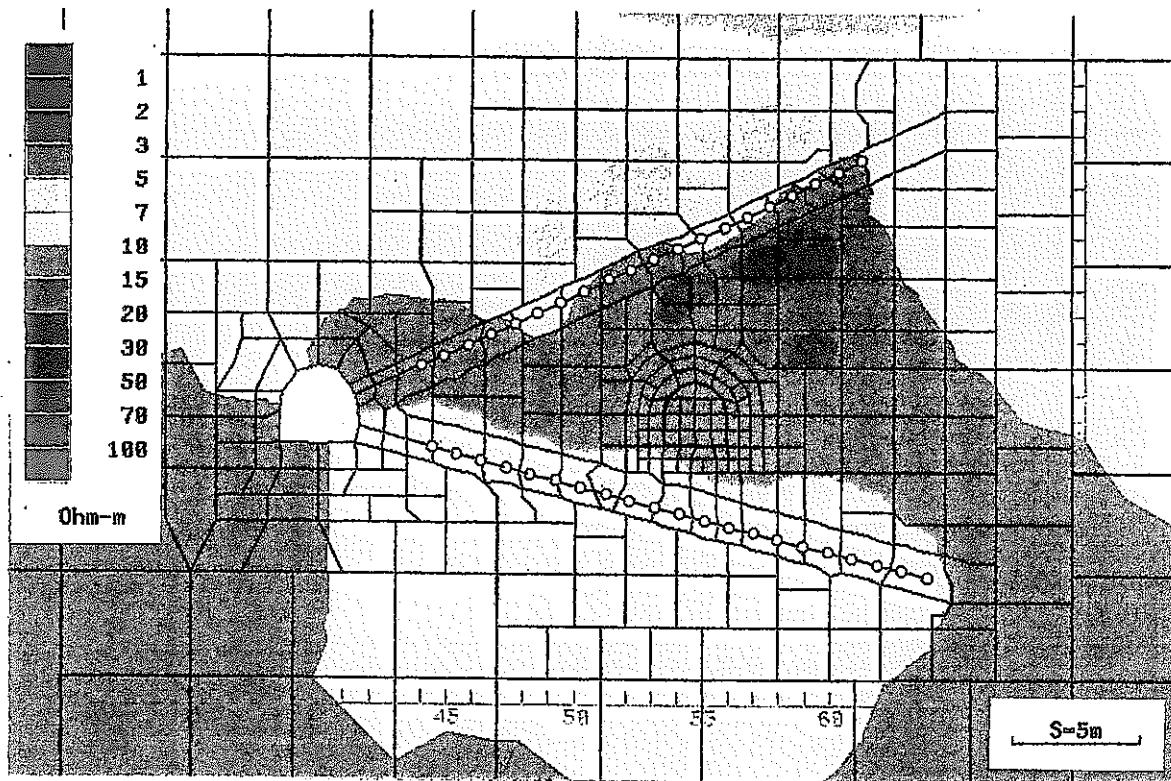


図 8.5 a 比抵抗分布図（ケース 1）

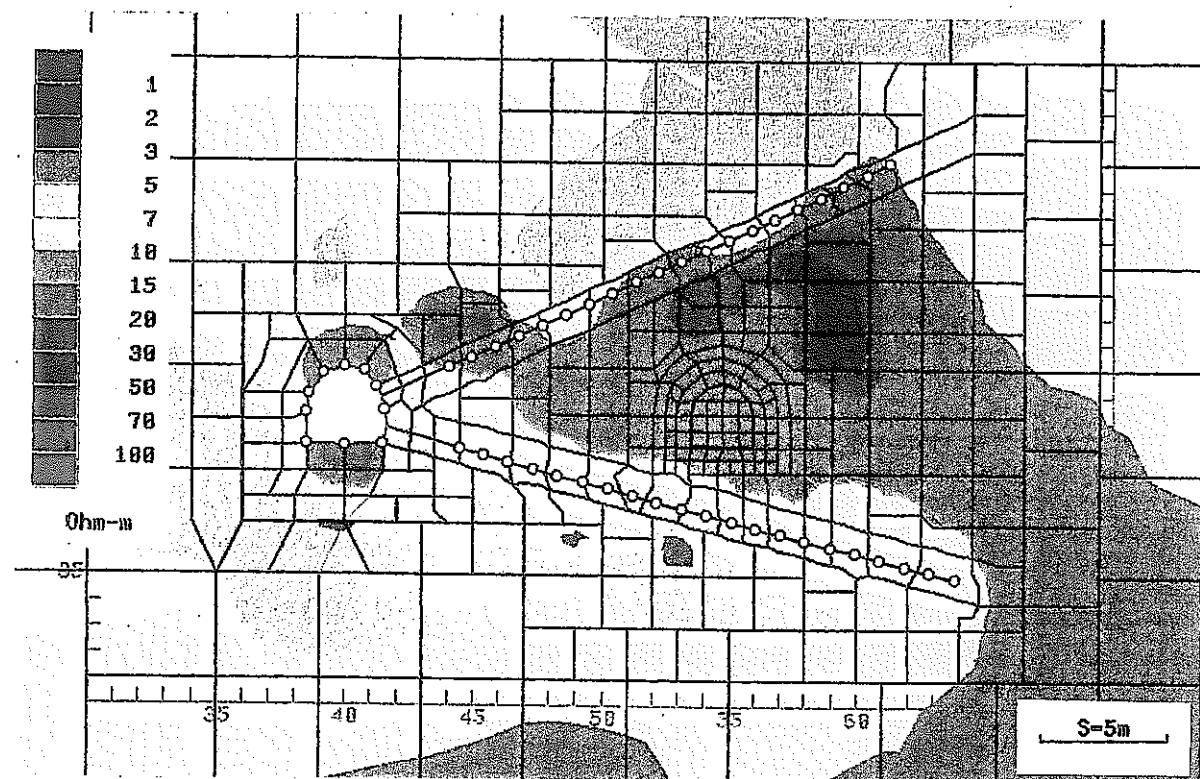


図 8.5 b 比抵抗分布図（ケース 2）

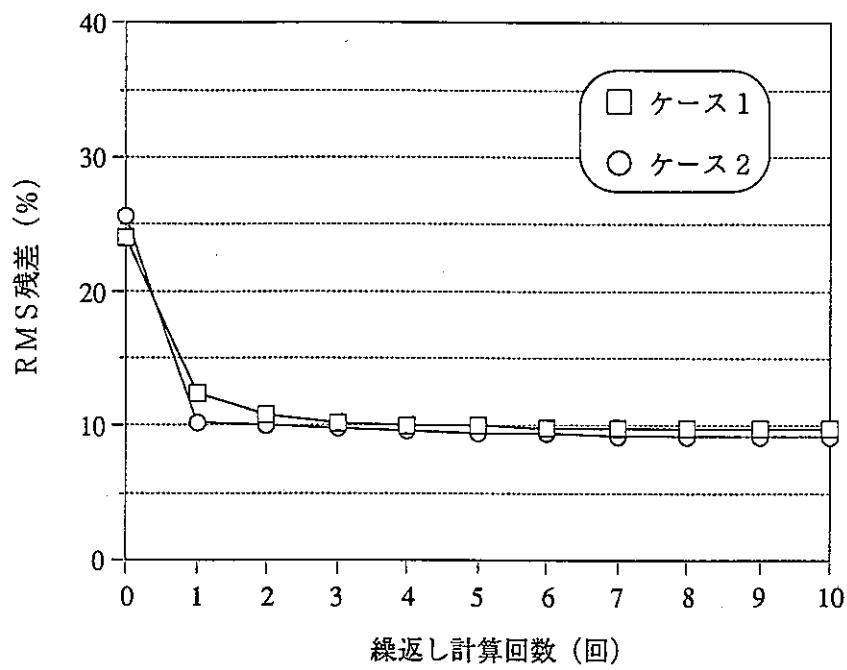


図 8. 6 a 繰返し計算における RMS 残差の収束状況

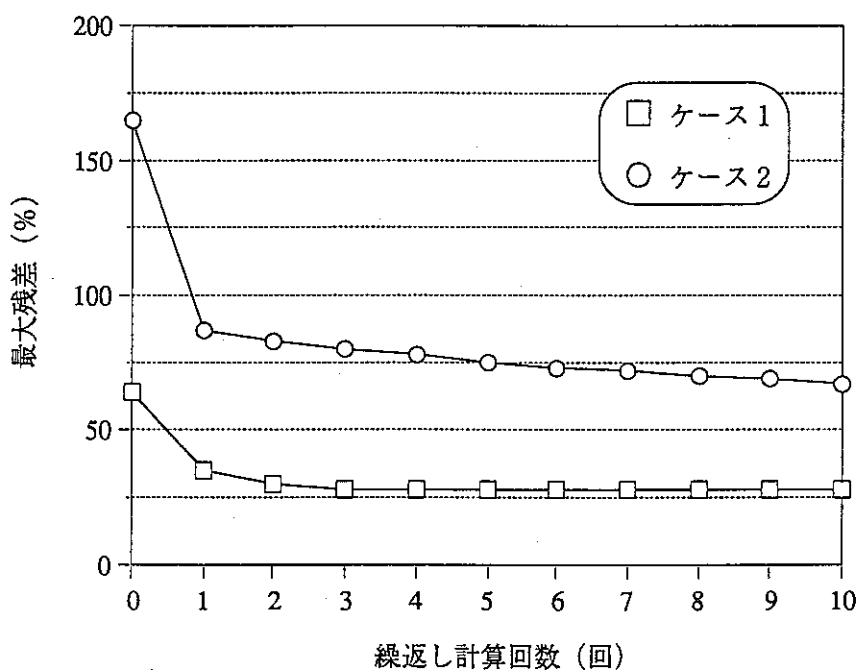


図 8. 6 b 繰返し計算における最大残差の収束状況

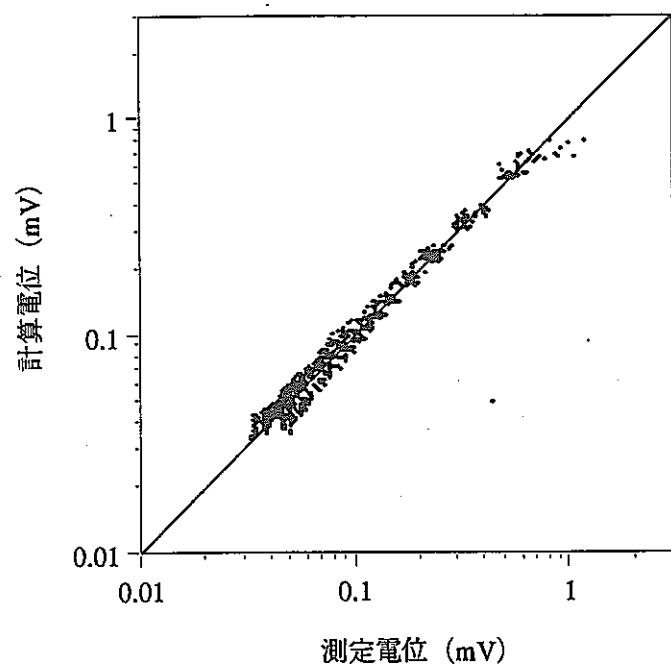


図8.7 a 計算電位と測定電位の比較（ケース1）

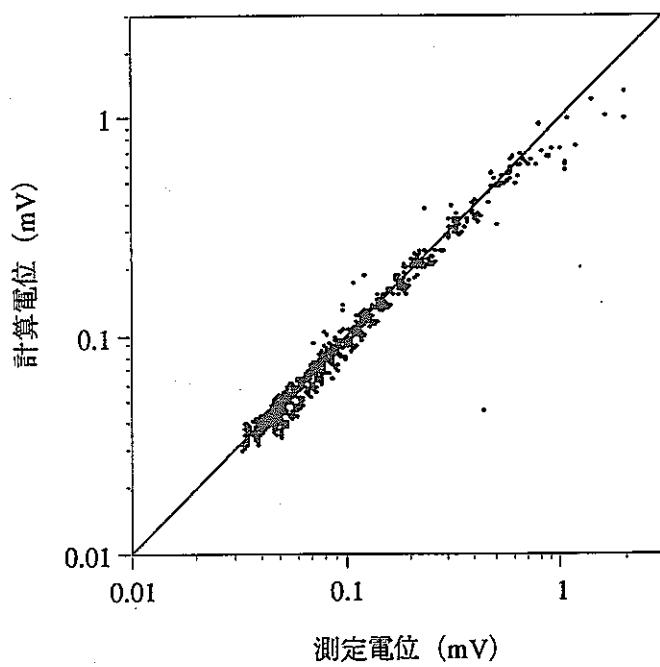


図8.7 b 計算電位と測定電位の比較（ケース2）

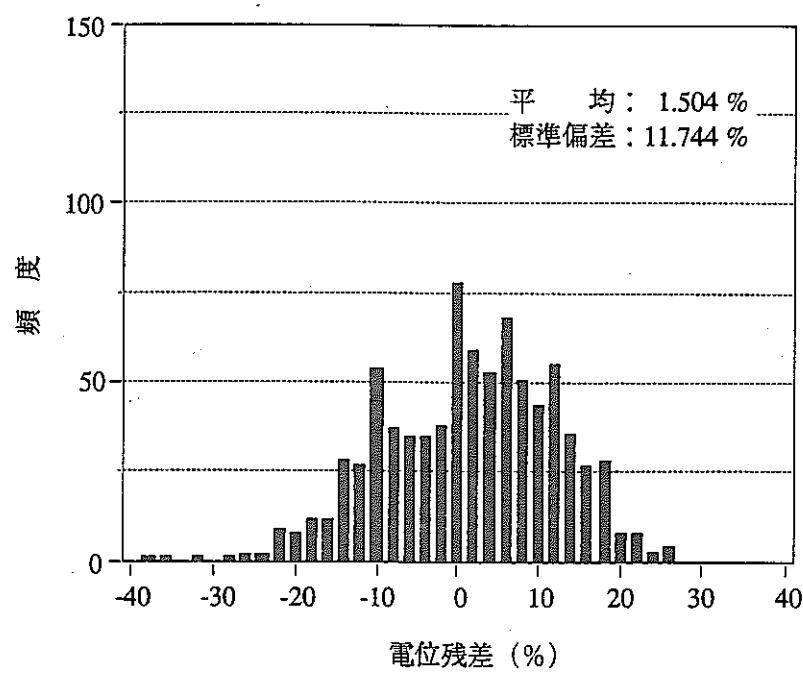


図 8.8 a 電位残差（計算電位－測定電位）の分布（ケース 1）

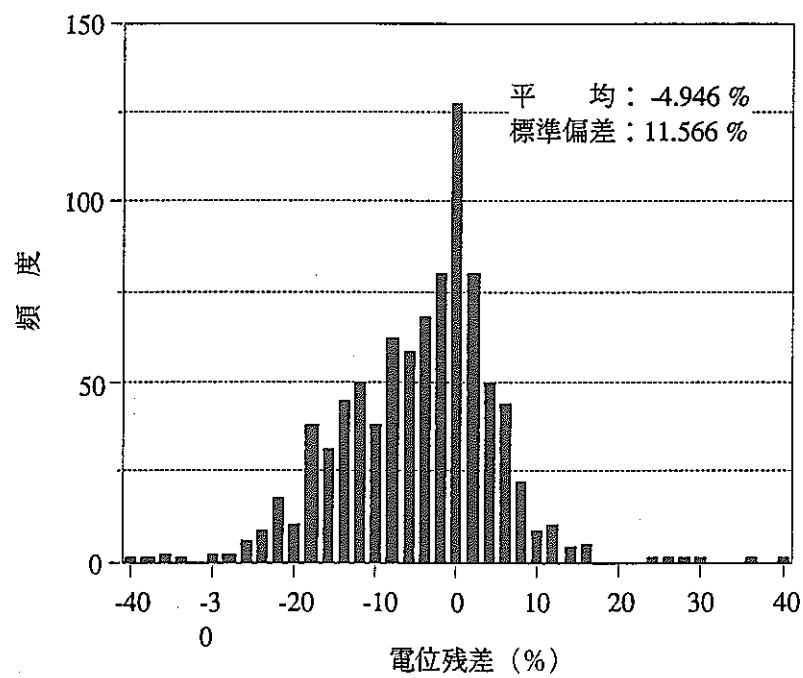


図 8.8 b 電位残差（計算電位－測定電位）の分布（ケース 2）

#### 8.4 考 察

図8.5では両調査孔で挟まれた調査断面全体では一様な比抵抗分布となっており、断面内の地質は比較的一様であると推定される。ただし、この調査断面部分の比抵抗値が、その外側の部分に比べて若干高めになる傾向が、両ケースで共通にみられる。これは明らかに不自然な傾向であり、その理由としては次の2つが考えられる。

- ・調査断面内では電極が比較的密に配置されているため、その面積の割にデータ数が比較的多いが、調査断面の外側では非常に広い面積に対してデータ数が少ないとこと。
- ・調査断面内ではブロック分割が細かいのに対し、外側では粗くなっているため、調査断面内外の解析精度が違うことによる解析上の計算誤差。

また、のことより、調査断面内における比抵抗値は外側部分のそれに比べて信頼性が高いと考えられる。

図8.6の両解析ケースにおける繰返し計算回数に対する収束状況を比較すると、最大残差はケース1に比べてケース2の方が大きいものの、RMS残差はケース2の方が若干小さい。最大残差は局所的なものであるので、解析領域全体で考えるとケース2の方がよりよい収束状態にあるといえる。

図8.7の電位の計算値と測定値の比較および図8.8の残差の分布においては、ケース2では計算値が測定値に対して若干小さい傾向がみられるが、全体的な残差のばらつきはケース2の方が小さくなっている。

以上より、解析結果としては計測坑道、ロックボルト、レールなどの影響を評価するための坑道周縁部の測定データを用いたケース2の方が、実際の岩盤の比抵抗分布状況をより忠実に表しているものと考えられる。

ケース2の解析結果では、調査断面内の比抵抗は、ボーリング孔近傍で5~10Ωm、試験坑道上部で20Ωm以上、その他の部分は10~15Ωmであった。室内における比抵抗測定では、細粒砂岩で10~15Ωm、粗粒砂岩で15Ωm以上を示している。したがって、調査断面内の地質は全体的に細粒砂岩が卓越しており、試験坑道上部で一部粗粒砂岩が分布していると推定される。

## 8.5 まとめ

本調査の目的は、来年度に掘削を予定している試験坑道を含む断面において、坑道掘削前後の岩盤内の比抵抗分布の変化より掘削影響領域を把握することである。平成5年度は、その一環として、坑道掘削前の岩盤内の比抵抗分布を把握するために、比抵抗トモグラフィ調査を実施した。

電流電極・電位電極はボーリング孔を利用して調査断面を囲むように配置し、岩盤内の電位を計測した。解析は、2本の調査孔間で測定された電位データのみを用いた場合と、孔間測定データに加えて計測坑道、ロックボルト、レール等の影響を評価するための坑道周縁部における測定データを用いた場合の2ケースについて実施した。これらの結果より、速度分布や計算の収束状況などについて検討した。

両ケースともに、調査断面内の比抵抗分布は、ボーリング孔近傍でみられる5~10Ωの低比抵抗域および試験坑道上部の20Ωm以上の局所的な高比抵抗域（ケース2のみ）を除いてほぼ一様で、その値は10~15Ωmであった。

両ケースの解析結果を比較すると、収束状況がよいこと、残差のばらつきが小さいこと、などより、坑道周縁部のデータを用いたケースの方が、実際の岩盤の比抵抗分布状況を忠実に表現していると考えられる。

既往の室内での比抵抗の測定結果および今回の比抵抗トモグラフィ調査結果より、調査断面内の地質は細粒砂岩が卓越し、試験坑道上部で一部粗粒砂岩が分布すると推定される。

## 参考文献

- 1) 佐々宏一、芦田 譲、菅野 強：「建設・防災技術者のための物理探査」、森北出版、P133-135.

## 9. 初期応力測定

### 9. 1 概要

坑道掘削に伴う周辺岩盤への力学的影響を評価する上で重要な因子である坑道掘削前の周辺岩盤の三次元初期応力状態を把握するため、応力解放法（電力中央研究所方式 8 成分ひずみ計埋設法）及び A E（Acoustic Emission ; 固体材料が破壊するとき、蓄積された弾性エネルギーが急激に解放されることで発生する音波<sup>1)</sup>）法で三次元初期応力の測定を実施した。応力解放法は、水平ボーリングを 3 本削孔し、各孔に 1 点、合計 3 点測定を行い、A E 法は応力解放法で削孔されたボーリングコアを用いて、1 点測定を行った。

### 9. 2 測定方法

#### (1) 方法概要

測定方法は、応力解放法及び A E 法を用いた。各方法の概要を以下に示す。

##### (a) 応力解放法

応力解放法（埋設法）は、測定位置にひずみ計を埋設し、大口径ボーリングによってひずみ計を含めたコアを岩盤から切り離す（オーバーコアリング）ことで応力を解放させ、その時のひずみ変化を測定することにより応力を算定する方法である。この方法は、岩盤を弾性体と仮定し、応力解放時のひずみ変化から解放前の応力、すなわち岩盤の初期応力を算定する。

ひずみ計は、電力中央研究所で開発された 8 成分ひずみ計（図 9.1 参照）を用いた。8 成分ひずみ計は、1 点の計測で三次元応力の算定が出来るように孔径方向に 4 方向、斜め方向に 4 方向にひずみゲージが配置されている。

計測点に口径 46mm のボーリング孔を削孔して、ひずみ計を挿入し、モルタルを充填してひずみ計を岩盤に固定する。このひずみ計を含んだ岩盤を口径 216mm の大口径ボーリングでオーバーコアリングを行うことで応力を解放させ、その時の解放ひずみを測定する。解放ひずみを応力の値に換算することで、岩盤の三次元応力を算定する。測定された解放ひずみは岩盤の弾性係数のみでなく、充填モルタルの弾性係数、ボーリング孔周辺の応力集中等の影響を受けている。解放ひずみを応力の値に換算するには、これらの影響を包含したひずみ感度係数（埋設されたひずみ計での解放ひずみを、それに対応する応力に換算する係数）を求める。ひずみ感度係数は、ひずみ計を埋設した状態で回収された大口径の岩石コアを用いて、大型の三軸試験装置（図 9.2）によって、載荷荷重に対する各ゲージのひずみを測定することで求める。

##### (b) A E 法

A E 法は、「履歴荷重を受けた材料に載荷する場合、先行荷重値を越えるまではほとんど A E は発生しない」という A E のカイザー効果を利用して、初期応力を求める方法である。すなわち、岩石コアに載荷し、連続的な A E が発生し始めた点での応力値をその岩石コアから評価される初期応力値とする。

原位置から採取された岩石コアより測定用供試体（直径 30mm、高さ 60mm）を作製し、A

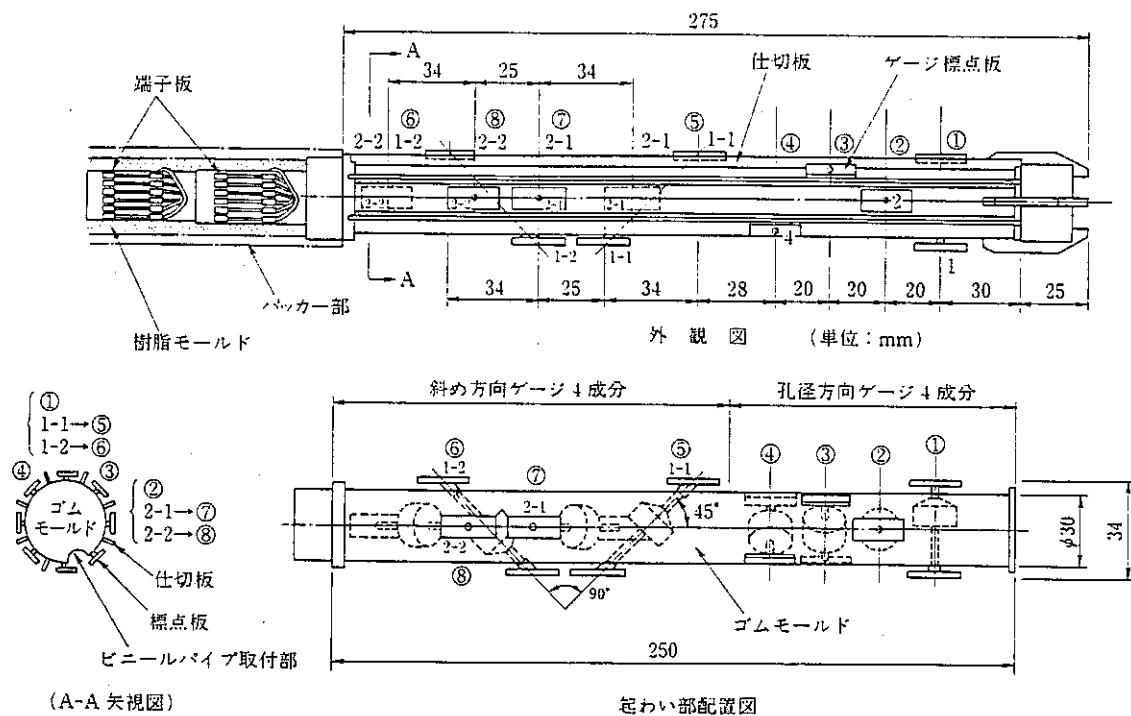


図 9.1 8 成分ひずみ計の概要<sup>1)</sup>

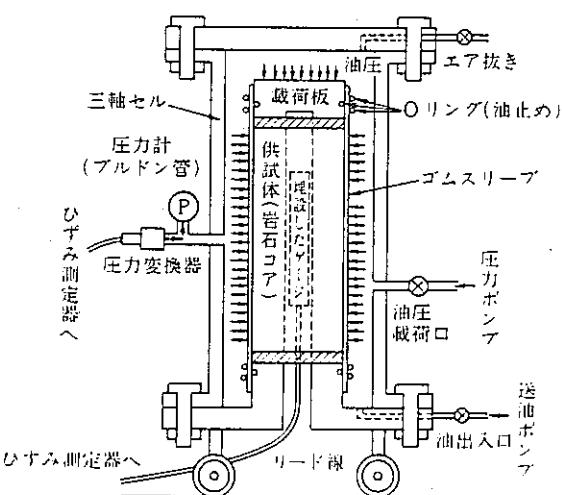


図 9.2 大型三軸試験機の概要<sup>1)</sup>

E計測センサーを取り付け、一軸圧縮試験機で載荷し、AEを計測する。岩石コアは、応力解放法で削孔された口径 218mmのボーリングコアを用いた。また1供試体から測定できる応力は1方向のみであること、三次元の応力を算定するためには異なる6方向の応力が必要とすることから、岩石コアから異なる6方向（東西、南北及び鉛直の直交する3方向、その3方向のうち各2方向に45°の角度をなす3方向）の供試体を作製・測定し、それより三次元の応力を算定した。

なお、カイザー効果の時間依存性（カイザー効果より推定される応力は、応力解放後の時間経過とともに小さくなること。今回測定を行った岩相では応力解放後3日以内に測定を行えば、推定応力は先行荷重に一致し、4日以降になると、推定応力が先行荷重より小さくなることが既存の研究<sup>3)</sup>により明らかになっている。）があることから、コア採取から試験終了まで3日以内で実施した。

測定装置は、AE計測器、マイクロコンピュータ及び載荷試験機からなる。このうち、AE計測器はトランスデューサ（AEセンサー）、アンプ、カウンタ等からなる（図9.3参照）。AE計数方法は、1つのAE信号波形を包絡線検波し計数するイベント計数法を用いた。またAE計測では雑音の除去、特に供試体と載荷板の接触部から発生する雑音の除去が重要であるが、本測定では独立気泡を有したスポンジパッドを供試体と載荷板の間に挿入することで雑音を除去した。

### (2) 測定位置

測定位置を図9.4に示す。応力解放法については、計測坑道より水平ボーリングを3孔削孔し、各孔について1点測定し、合計で3点の測定を行った。測定点を図9.4に示すように測定点1、2及び3とする。また周辺の地質状況を調査するため、測定ボーリング孔の削孔前に地質調査用ボーリングを2孔を削孔した。

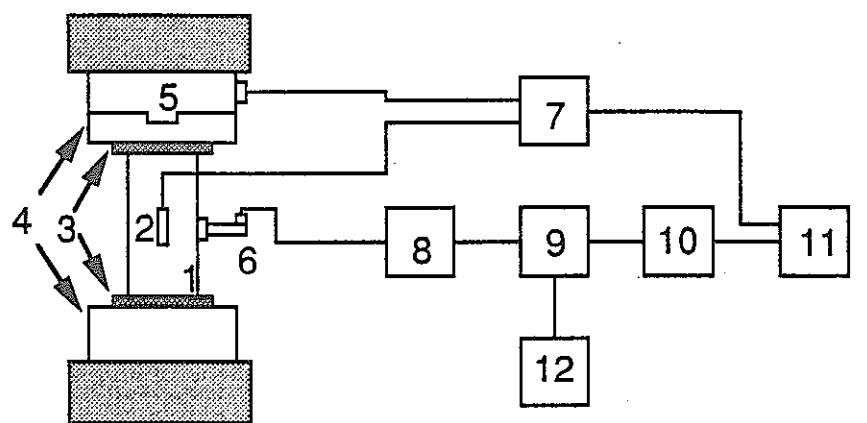
AE法は、MS-3孔のボーリングコア（口径 218mm）の、計測坑道より5～5.4mの部分を用いた。コアより異なる6方向の供試体を各々3点以上作製し測定した。これ以外に、応力解放法で測定した地点の近傍から採取したコアを用いてAE法の測定を試みたが、コアの固結度が低く供試体の作製が困難なものが多く、また供試体を作製できたものでもカイザー効果が不明確であったため、初期応力は算定できなかった。

### (3) 測定位置の地質

ボーリングコア観察などから推定された測定位置周辺の地質図を図9.5に示す。泥岩、砂岩及び礫岩が分布している。泥岩及び砂岩は固結度が比較的高いが、礫岩は固結度が低い。特にMS-1孔の8～9mなどは非常に脆弱である。

測定は、試験坑道の近傍で実施することを予定していたが、計測坑道壁より7m以深では、固結度の低い細礫礫岩～粗粒砂岩が予想され、オーバーコアリング時にコアが破断し測定ができない可能性があったため、測定点1は6m付近で測定した。測定点1の測定後、計測坑道壁より7m以深でボーリングを実施したところ、一部を除き測定可能と判断できたため、測定点2及び3については掘削予定坑道の近傍で実施した。

AE法に用いたコアの地質は、泥岩～砂岩で、比較的固結度が高かった。



- |             |                |
|-------------|----------------|
| 1. 岩石供試体    | 7. ひずみ測定器      |
| 2. ひずみゲージ   | 8. プリアンプ       |
| 3. スポンジパッド  | 9. ディスクリミネータ   |
| 4. 載荷板      | 10. カウンタ       |
| 5. ロードセル    | 11. マイクロコンピュータ |
| 6. トランスデューサ | 12. オシロスコープ    |

図 9.3 AE 測定器の概略

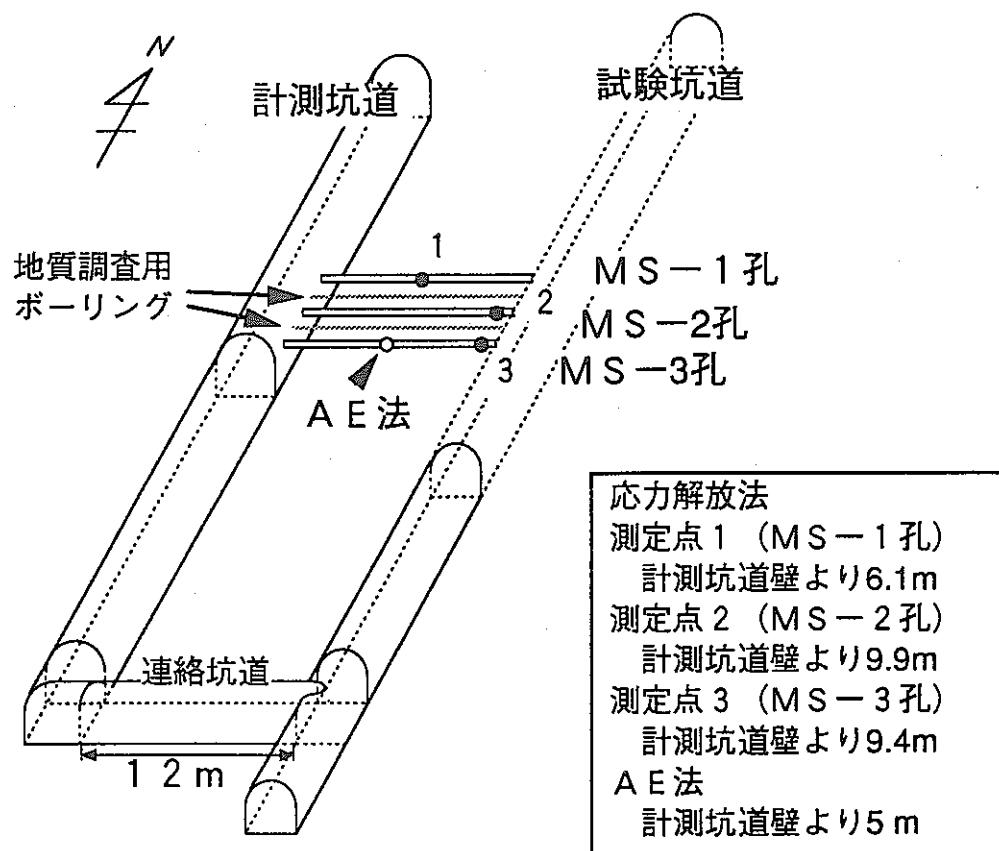
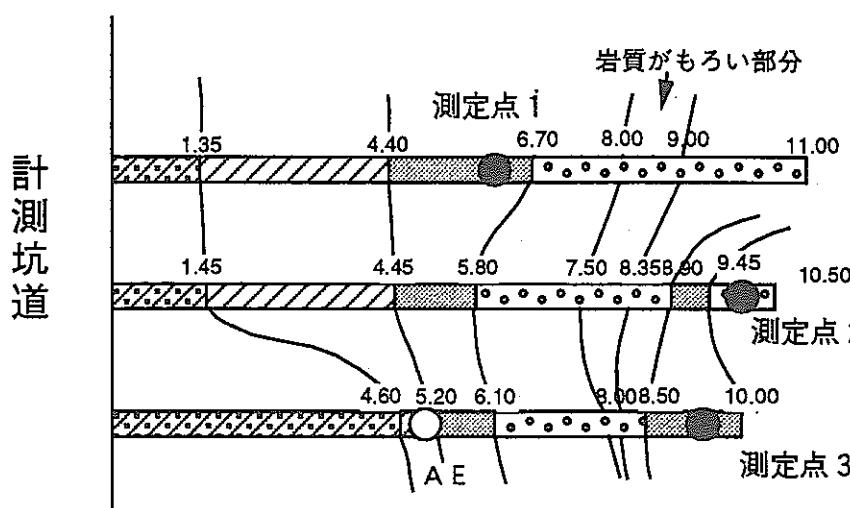
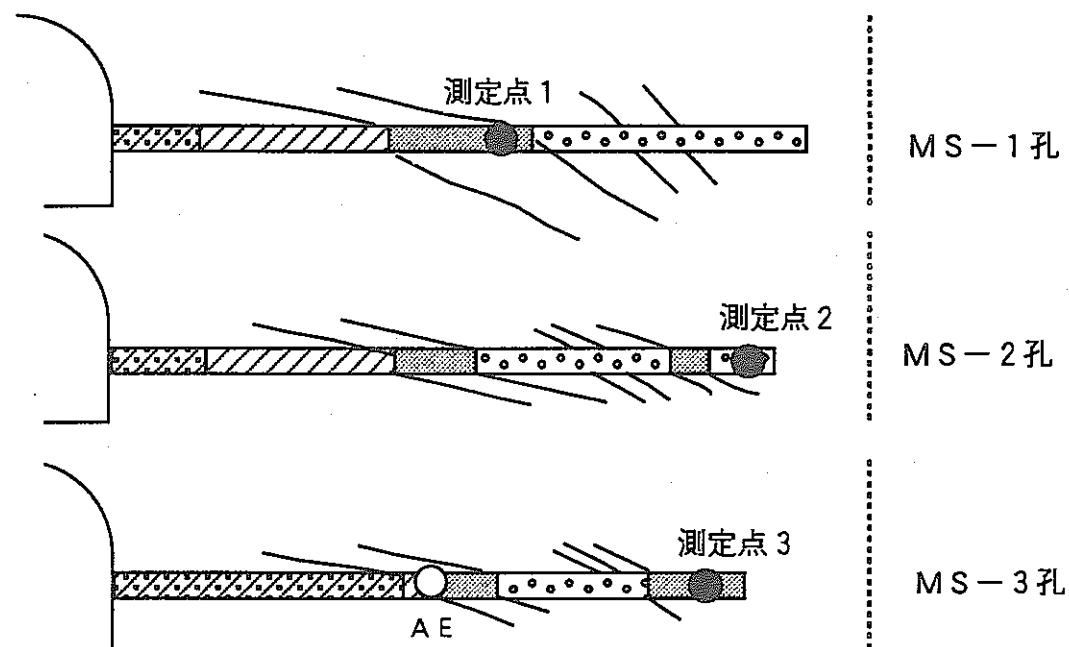


図 9.4 測定点の配置

N  
4  
試験坑道



水平面図



断面図



図 9.5 測定点周辺の推定地質図

## 9. 3 結果

### (1) 応力解放法

算定された主応力の値及び方向を図 9.6に示す。

応力算定において、オーバーコアリング時のひずみ変化が異常で、岩盤を弾性体とする仮定に反するような挙動を起こしたゲージの値を除外して行ったが、測定点 2において 2 点除外したため三次元解析が不可能になった。そのため、測定点 2 の応力算定では測定位 置が最も近く、面内ひずみ分布図（直交座標面に各ゲージで測定されたひずみをプロット した分布図）が類似している測定点 3 のデータを合わせて、三次元応力を算定し、測定点 2 での応力とした。

主応力の値にはばらつきが見られるが、最大主応力は 2 MPa 以下である。最大主応力と最 小主応力の比は 1.2~2 倍で、測定点 1 はほぼ等圧状態であるが測定点 3 ではやや異方的 な状態を示している。また各測定点の鉛直応力は、土被り圧（岩の比重を 1.8 とすると約 2.4MPa）に比べて小さく、土被り圧の 0.6 ~0.7 倍程度である。

### (2) A E 法

異なる 6 方向の供試体（各方向 3 ~ 6 点作製）から、各方向の応力の平均値を求め、当 該地点の三次元主応力を算定した。A E 法によって算定された三次元主応力の値及び方向 を図 9.6 に示す。

測定結果より、水平方向の応力成分が鉛直方向の応力成分の 1.2~1.7 倍で、また鉛直 方向の応力成分は土被り圧（約 2.4MPa）に比べて小さく、土被り圧の 0.8 倍程度である。

最大主応力値は、土被り圧の約 1.6 倍であり、西南西から傾斜 15° 程度で作用している。 最大主応力と最小主応力の比は 2.3 となり、異方的な応力状態にあると考えられる。

## 9. 4 考察

### (1) 岩盤の不均質性の影響の検討

応力解放法で測定された主応力の値のばらつきの原因として、石田ら<sup>2)</sup>が指摘している 岩盤の不均質性の影響（岩盤の剛性が部分的に異なる場合、剛性が高い部分の応力が大きくなること）について検討を行った。検討方法は、石田らの研究に準拠して、岩盤の剛性 を反映する値として、ひずみ感度係数を用いた。

各測定点でのひずみ感度係数の平均値を算出（測定点 2 については、応力算定に用いた 測定点 2 及び 3 のすべての感度係数の平均値を算出）して、応力値とプロットした。

最大主応力とひずみ感度係数の間では良い正の相関性がみられ（図 9.7）、岩盤の剛性 が高い部分ほど大きな応力値となっている。このことより最大主応力値のばらつきは、岩 盤の剛性の不均質性が影響していると考えられる。

### (2) 応力解放法と A E 法の比較

応力解放法及び A E 法で算定された応力値を比較した。

最大主応力の値では、A E 法で算定された値が 3.5MPa で、応力解放法で算定された値の 約 2 倍となった。また中間及び最小主応力の値では、A E 法での値が応力解放法での値の 1.2~2.0 倍で大きな値となった。最大主応力と最小主応力の比は、応力解放法では 2.0

測定点		主応力値 (MPa)			$\sigma_1 / \sigma_3$	鉛直応力 $\sigma_z$ (MPa)
		$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\sigma_3$		
応力解放法	1	1.52	1.34	1.28	1.2	1.5
	2 *	1.76	1.53	1.25	1.4	1.7
	3	1.69	1.09	0.87	1.9	1.4
AE法	**	3.49	2.23	1.54	2.3	1.9

\*) 測定点2および3のデータを用いた

(土被り圧 : 2.4 MPa)

\*\*) MS-3孔の5~5.4mで計測

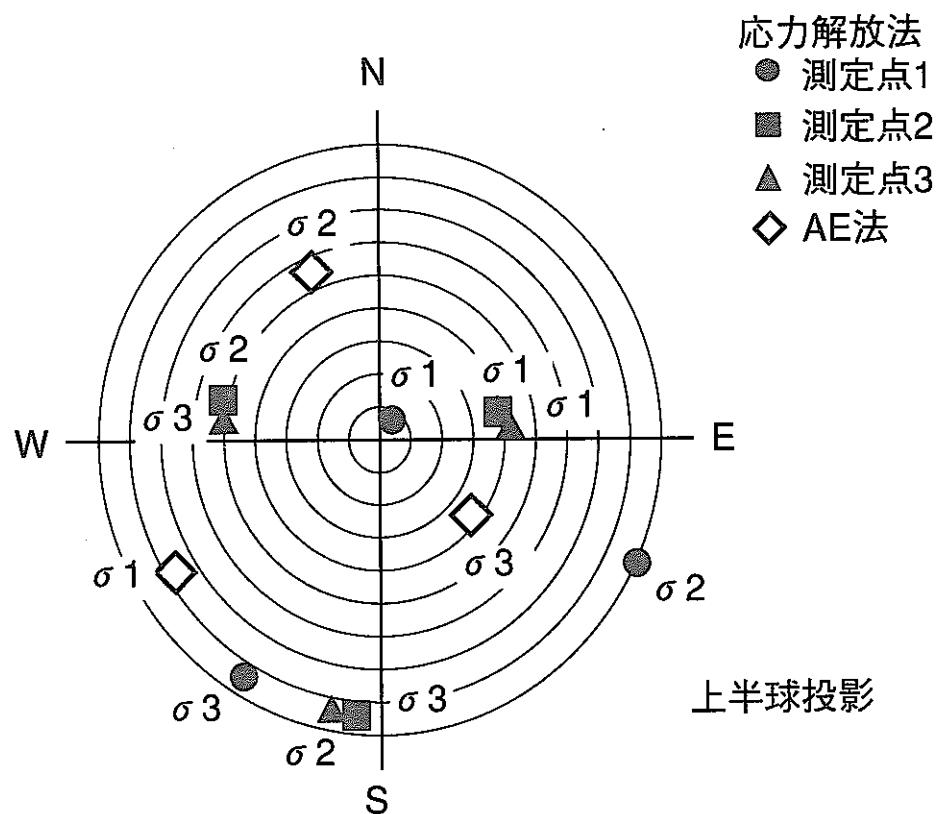


図 9.6 初期応力測定結果

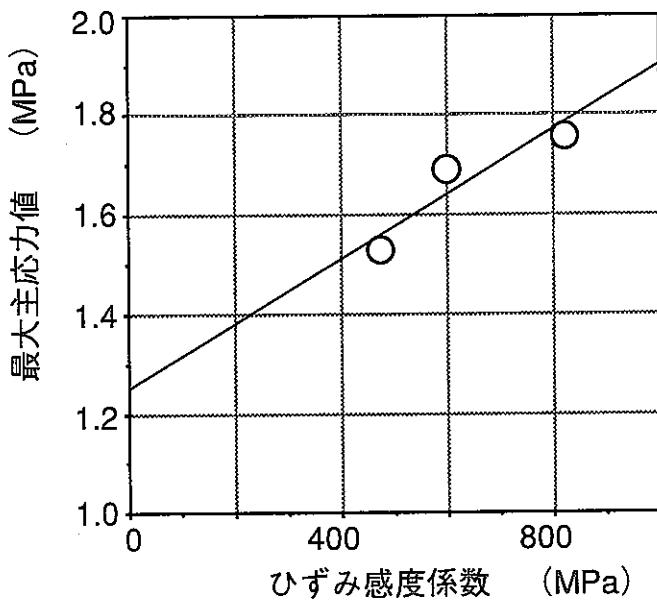


図9.7 岩盤の剛性と応力（最大主応力）

以内であるが、AE法では2.3より異方的な応力状態を示した。また鉛直方向の応力は、AE法での値がやや大きい値を示しているが、いずれも土被り圧（約2.4MPa）よりも小さい。最大主応力の方向は、応力解放法による方向は鉛直から東に40°、AE法による方向は、西南西に傾斜15°と異なっているが、水平面での最大主応力方向は、ほぼ東西から東北東～西南西の方向を示している。

AE法で測定された値が大きいことについて、AE法の測定が比較的固結度の高く、剛性が高いと考えられる位置で行われたことから、前述の岩盤の不均質性が影響していることが考えられる。

## 9.5 まとめ

岩盤の三次元初期応力状態を把握するため、応力解放法（8成分ひずみ計埋設法）及びAE法によって、初期応力を測定した。応力解放法については3点、AE法については1点の測定を行った。応力測定結果として、以下のとおりである。

- ・最大主応力は、2 MPa程度である。
- ・最大主応力と最小主応力の比は、2倍以内である。
- ・鉛直成分の応力は、土被り圧に比べて小さく、土被り圧の0.6～0.8倍程度である。
- ・最大主応力の値に差が見られるのは岩盤の剛性の不均質性が影響していると考えられる。

これらの結果を解析に用いる場合、目的に応じて次のように初期応力条件を設定するのが適当と考えられる。破壊・変形が起こりやすい条件の場合は、最大主応力値はAE法の3.5MPa、最大主応力と最小主応力の比は2とし、異方的な応力状態で行う。破壊・変形が起こりにくい安定な条件の場合は、最大主応力値は2 MPa、最大主応力と最小主応力の比は1とし、等方的な応力状態で行う。

## 参考文献

- 1) 初期地圧測定法の現状と課題(1992), 土木学会
- 2) 石田毅, 金川忠(1987) : 地殻応力測定結果にみられる岩盤の不均質性の影響,  
地震, Vol. 40, No. 2, pp329-339
- 3) 畑浩二、木梨秀雄、杉原弘造、佐藤稔紀(1994) : 新第三紀堆積岩におけるカイザー  
効果の時間依存性, 第9回岩の力学国内シンポジウム講演論文集, pp235 ~240

## 10. 事前解析

### 10. 1 概要

本解析の目的は、①対象岩盤の構造をできるだけ忠実に反映した解析モデルを作成して、試験坑道を掘削することによる周辺岩盤の応力状態の変化や変位分布を予測解析すること、②解析モデルに岩相や異方性を考慮することにより、等方均質モデルを用いて解析を行った場合と比較して、応力状態の変化や変位分布がどの程度異なるかを調べることである。解析には、電力中央研究所作成のNONSAC（各要素ごとに直交する方向の変形特性の異方性が考慮できる）を用い、2次元平面ひずみ状態での有限要素法による弾塑性解析を実施した。解析用物性値（岩盤の強度特性・変形特性・初期応力）は、主に本年度に取得したデータに基づいて設定した。

### 10. 2 解析方法

#### (1) 解析モデルの設定

##### (a) 解析対象断面および解析手法

解析の対象とする断面は、解析結果と計測結果を比較するため、変形計測を行う断面（弾性波および比抵抗トモグラフィー調査を行う断面の近傍）とした。この断面は、計測坑道のほぼ中央にあり、試験坑道の切羽から十分離れている（坑道径の2倍以上）ので、解析対象断面に対する試験坑道の切羽の影響はないものと考えられる。

解析手法は、2次元平面ひずみ状態での有限要素法による弾塑性解析で、使用した解析コードは電力中央研究所作成のNONSAC (NONlinear Static Analysis of structure Cgange) である。この解析コードは、各要素ごとに直交する方向の変形特性の異方性を考慮することが可能である。

##### (b) 岩盤のモデル化

岩盤のモデル化は、以下の手順で行った。

###### ①計測坑道掘削時の切羽観察図を3次元的に配置し、地質構造を概略的に把握する。

計測坑道およびその南側の昭和63年度に掘削した坑道の切羽観察図をトンネル軸方向に配置した模型を作成し、この模型をもとに地質構造を概略的に把握した。その結果、堆積面は水平方向に対して東から西へ約10°～20°傾斜しており、トンネル軸方向に対しては概略的にはほぼ水平とみなせることが分かった。また、地層は、大きく分けて細粒で固結度が高い岩相と粗粒で固結度が低い岩相の2岩相から成っていることが分かった。

###### ②解析断面における地質構造を推定する。

解析断面の地質構造を固結度が高い細粒グループと固結度が低い粗粒グループとに分類するために、MT-1孔およびMT-2孔のコア観察図およびコア写真をもとにコア形状図を作成した。これは、東濃鉱山周辺の岩盤については、コア形状が岩石の固結度を最も良く反映している要素であると考えられるためである。コア形状の判定区分を表10. 1に示す。細粒グループと粗粒グループの分類は、コア形状がI～Ⅲのものを細粒グループ、Ⅳ以上のものを粗粒グループとした。①から堆積面はほぼ水平

に見なせると分かったので、この分類をもとに、地質構造を層状に分割した。

③解析断面における地質構造を簡略化して解析モデルを設定する。

②で分割した地質構造のうち、層厚が50cmを下回るものについては、解析領域の大きさ (26.5m × 13.25m) に対して十分小さく、解析結果に影響を及ぼさないと判断して簡略化した。

解析モデルを図10.1に示す。解析領域は、坑道壁面からそれぞれ上下左右に坑道径の3倍以上を確保した。解析メッシュを作成する際には、岩盤内変位を測定する点が解析メッシュ上の節点となるように考慮した。

## (2) 解析用物性値の設定

表10.2に基本ケース（岩盤の構造を忠実にモデル化したもの）の解析用物性値を示す。この解析用物性値の設定にあたっては、本年度実施した室内試験（第3章参照）の結果を基本とし、孔内載荷試験（第4章参照）や昭和62・63年度に実施した室内試験の結果についても参考とした。坑道掘削を行う地点の地質状況は、大きく2つの岩種（粗粒砂岩および細粒砂岩）に分けられるため、解析用物性値についても細粒グループと粗粒グループに分けてそれぞれ設定した。また、異方性を考慮するため、堆積面に水平方向と鉛直方向とについてそれぞれ解析用物性値を設定した。表10.2に示した各物性値の設定根拠について以下に述べる。

### (a) 強度特性・変形特性

強度特性については、本年度実施した三軸圧縮試験の結果に基づいて解析用物性値を設定した。また、変形特性については、解析の対象とする岩盤の深度に相当する拘束圧 ( $\sigma_3 = 2.94 \text{ MPa}$ ) における弾性係数を基に解析用物性値を設定した。

### (b) 支保工

試験坑道では、支保工として吹きつけコンクリートとロックボルトを打設する予定であるため、今回の解析でも支保工を考慮した。吹きつけコンクリートは厚さ7cm、ロックボルトは1.5m × 3本とし、解析上は吹きつけコンクリートをビーム材で、ロックボルトをトラス材でモデル化した。支保工の物性値は、JIS規格に基づき設定した。

### (c) 初期応力値

解析対象断面のごく近傍でAE法による初期応力測定が実施されていることから、この測定値をもとに初期応力値を設定した。主応力方向は水平方向から約20°傾いているが、今回の解析では、モデル化の段階で堆積面の傾き(10~20°)を無視して水平と仮定しているため、主応力の方向は水平および鉛直方向であると仮定した。EL162.2mにおける初期応力値は、初期応力測定結果より以下のように設定した。

$$\sigma_h = 2.87 \text{ MPa}, \sigma_v = 1.85 \text{ MPa}$$

ただし、 $\sigma_h$ は初期応力値の水平方向成分、 $\sigma_v$ は鉛直方向成分である。解析領域全体における初期応力は、鉛直方向については地表面での値を0とし、EL162.2mでの値を $\sigma_v$ としてその間を線形補間して求めた。また、水平成分については、AE法により得

られた側圧係数 ( $\sigma_h / \sigma_v = 1.55$ ) に基づき、 $\sigma_v$  の 1.55 倍とした。

### (3) 施工段階のモデル化

今回の解析では 2 次元平面ひずみモデルを用いたが、岩盤の応力状態の変化や変形挙動には切羽と解析対象断面の配置が関係する。切羽の進行による解析対象断面への影響を 3 次元的に考慮するために、施工段階を以下に示すような 3 つのステージにモデル化した。

STAGE-1 : 初期応力の設定（解析断面からの切羽位置 : -2 D）

STAGE-2 : 坑道掘削時（解析断面からの切羽位置 : 0.33D）

STAGE-3 : 支保工打設時（解析断面からの切羽位置 : 3 D）

ここで、D はトンネルの直径であり、負の値は切羽が解析断面まで到達していないことを、正の値は切羽が解析断面を通過したことを示す。解析上は、坑道掘削を瞬時に行ったと仮定したときの掘削解放力を  $P_0$  とし、切羽の進行に対応して、坑道掘削部に

$$P = \beta P_0$$

の力を作用させることにより、施工段階をモデル化した。ここで、 $\beta$  はそれぞれの切羽位置での岩盤の変形割合を表す。STAGE-1 では  $\beta = 0$  とし、STAGE-2 では掘削解放力の 80% を作用させ、STAGE-3 では支保工の剛性を考慮して、さらに掘削解放力の残り 20% を作用させた。

### (4) 解析ケース

坑道掘削時の周辺岩盤の応力状態の変化や岩盤の変形に対する岩相の違いや異方性の影響を検討するために、各ステージについて表 10.3 に示すような 4 つのケースを設定した。CASE 2 は室内試験結果をもとに各岩相ごとに入力パラメータを設定した場合であり、これを基本ケースとする。CASE 1 は等方均質モデルであり、CASE 1 と CASE 2 を比較することにより、岩相を考慮することによる影響を検討することができる。

また、異方性の影響を検討するために、水平方向の弾性係数を基本ケースの半分にした場合 (CASE 3) と鉛直方向の弾性係数を基本ケースの半分にした場合 (CASE 4) を設定した。CASE 2 と CASE 3、および CASE 2 と CASE 4 を比較をすることにより、異方性を考慮することによる影響を検討することができ、さらに異方性の程度を変化させることによる影響を検討することも可能である。

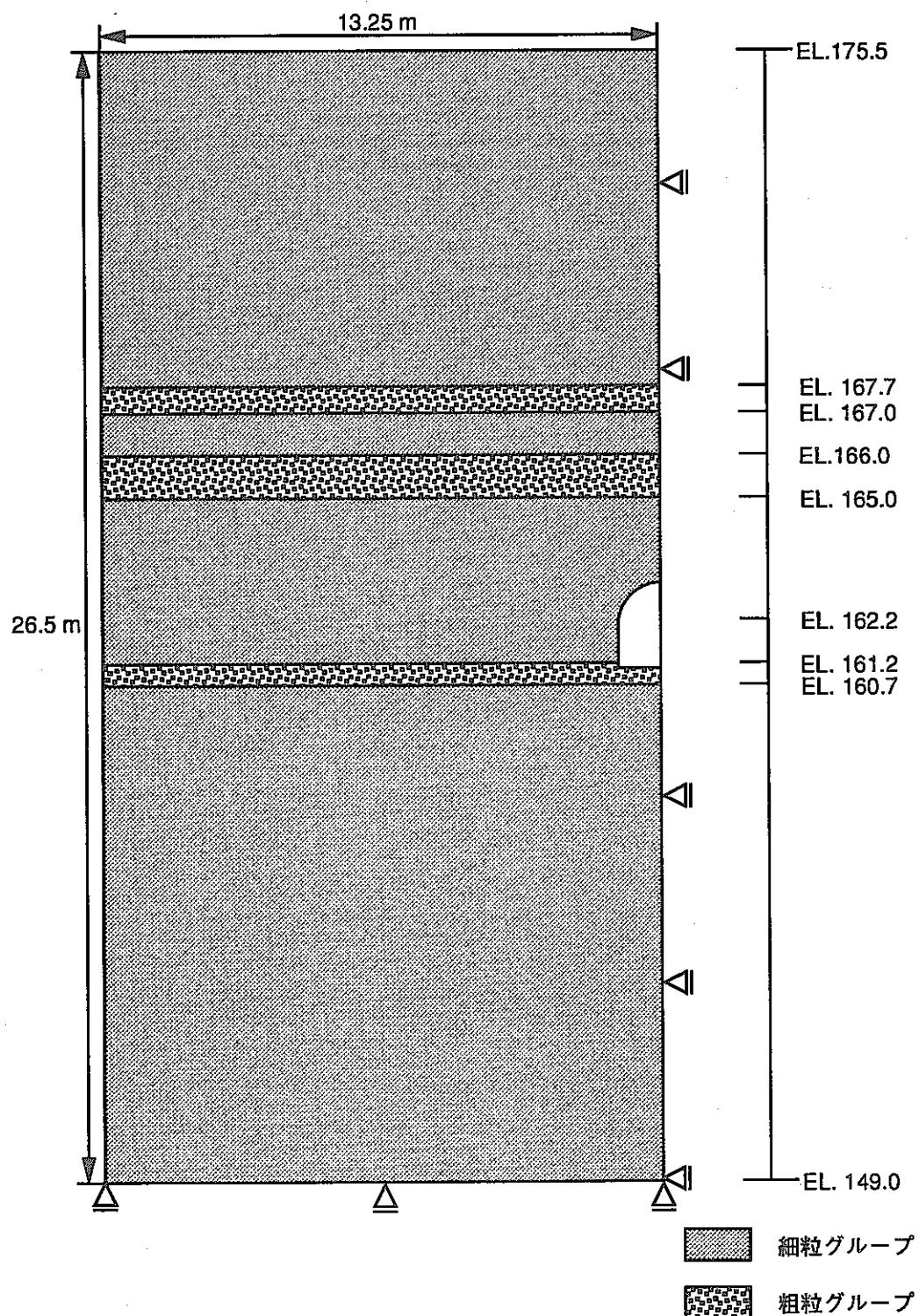


図10.1 解析モデル

表10.1 コア形状の区分判定表

記号	模式図	コア形状
。		長さが50cm以上の棒状コア。
「		長さが50~15cmの棒状コア。
」		長さが15~5cmの棒状~片状コア。
、		長さが5cm以下の棒状~片状コアで、かつコアの外壁の一部が閉められるもの。
・		主として角礫状のもの。
ヲ		主として砂状のもの。
ア		主として粘土状のもの。
イ		コアの採取ができないもの。スライムも含む。

表10.2 解析用物性値一覧表

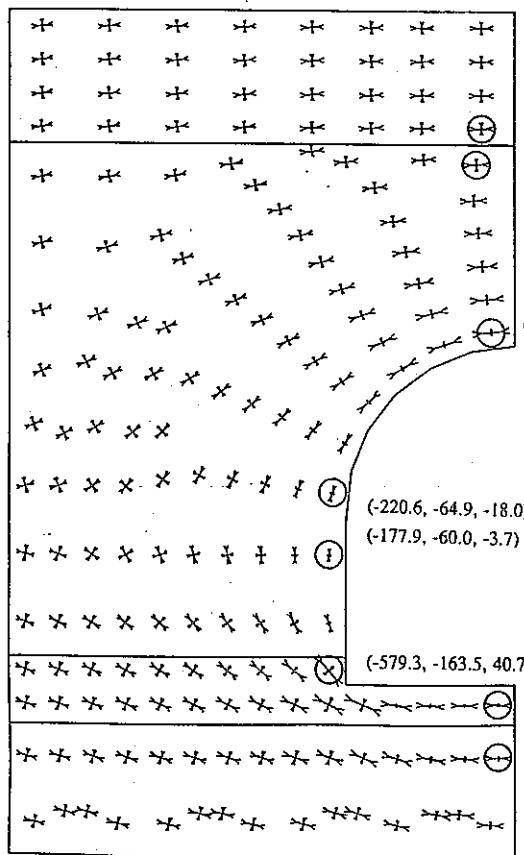
	岩盤物性値				支保工物性値				初期応力 $\sigma_v, \sigma_h$ (MPa)	
	強度特性		変形特性		吹き付けコンクリート		ロックボルト			
	粘着力	内部摩擦角	弾性係数	ポアソン比	弾性係数	ポアソン比	弾性係数	断面積		
	(MPa)	(°)	(GPa)		(GPa)		(GPa)	(cm²)		
MS-V	3.92	0	1.96	0.4	3.33	0.167	2.06×10²	5.067	$\sigma_h=1.55\sigma_v$ $\sigma_v=0.0134(300-H)$ H:標高(m)	
MS-H	2.94	20	1.96	0.4						
CG-V	1.96	10	1.47	0.4						
CG-H	1.96	10	1.47	0.4						

ただし、MS：細粒砂岩  
CG：粗粒砂岩  
V：堆積面に垂直方向  
H：堆積面に平行方向

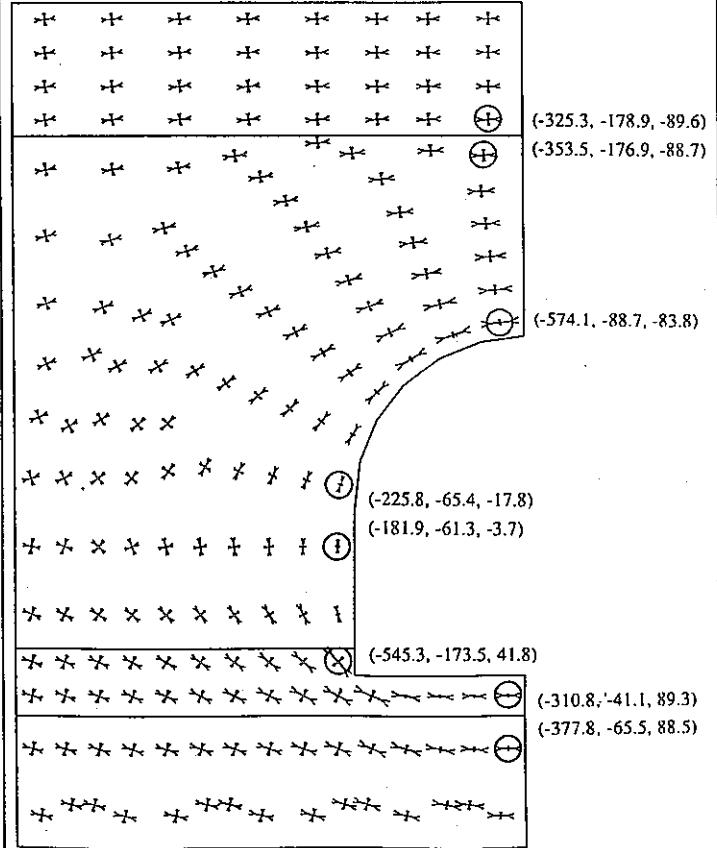
表10.3 解析ケース一覧表

	CASE 1		CASE 2		CASE 3		CASE 4	
	E(GPa)	$\nu$	E(GPa)	$\nu$	E(GPa)	$\nu$	E(GPa)	$\nu$
MS-V	1.47	0.4	1.96	0.4	1.96	0.4	0.98	0.4
MS-H	1.47	0.4	1.96	0.4	1.96	0.4	1.96	0.4
CG-V	1.47	0.4	1.47	0.4	1.47	0.4	0.74	0.4
CG-H	1.47	0.4	1.47	0.4	0.74	0.4	1.47	0.4
内容	等方均質状態		室内試験結果から推定 (基本ケース)		$Eh=Ev/2$		$Ev=Eh/2$	

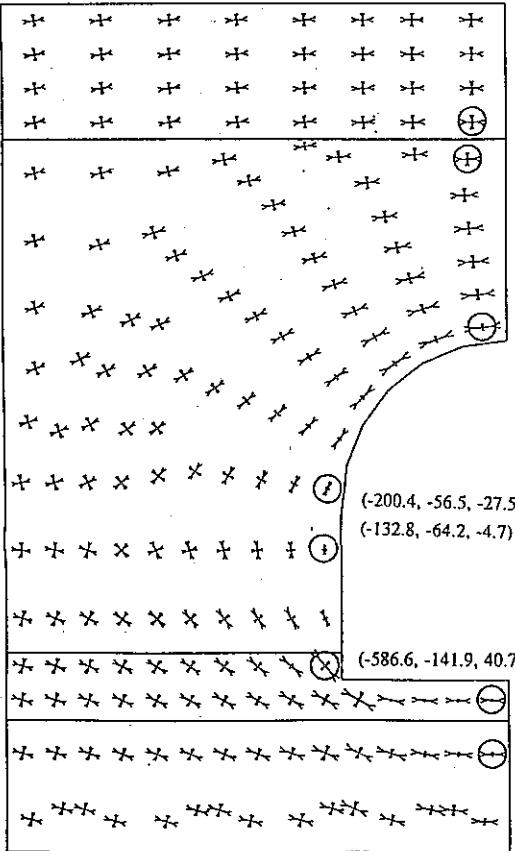
CASE - 1



CASE - 2



CASE - 3



CASE - 4

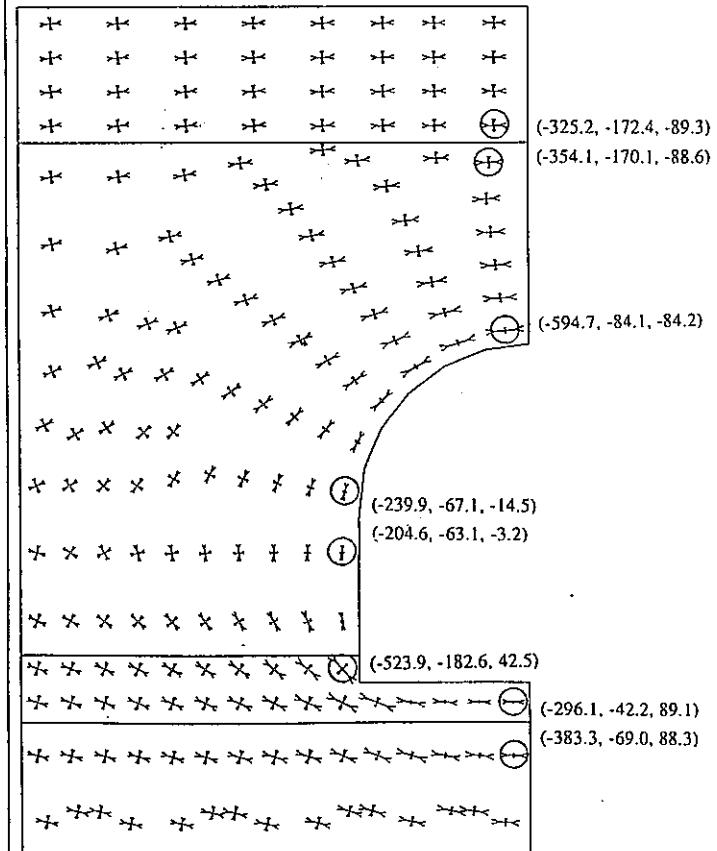
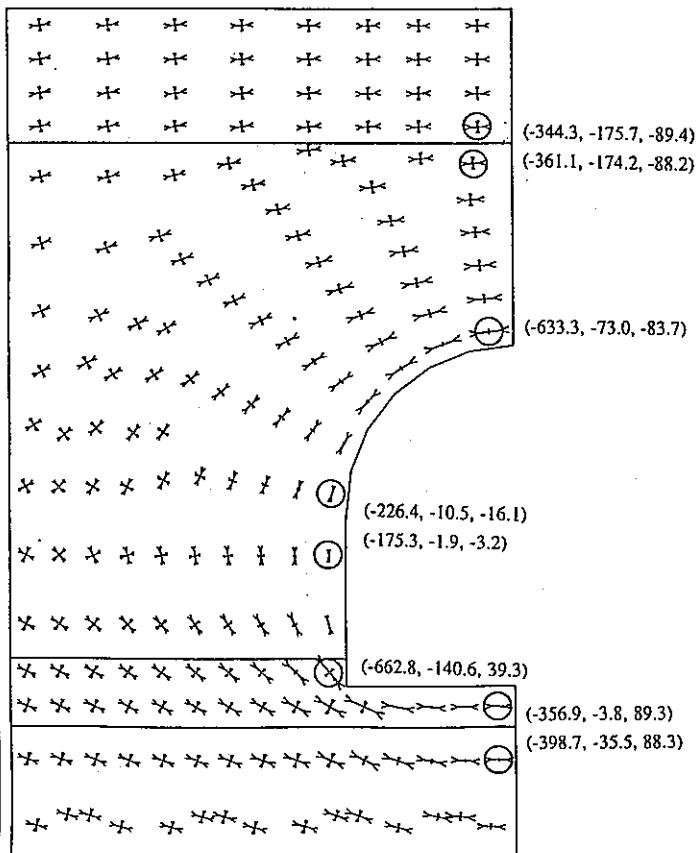


図10.2 主応力分布 (STAGE 2 : 坑道掘削時)

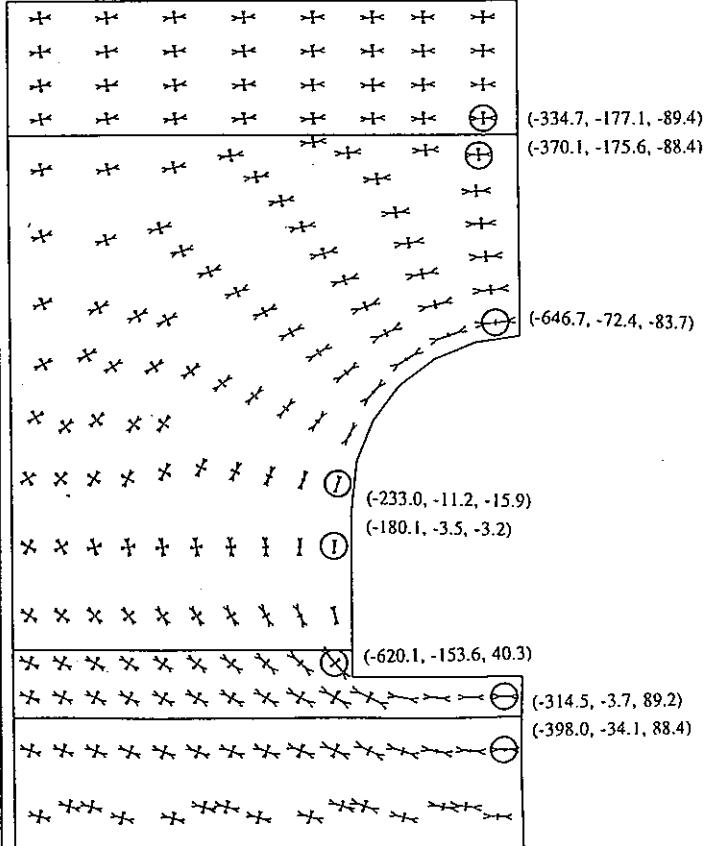
$$(\sigma_{\max}, \sigma_{\min}, \theta) = (f/\text{m}^2, f/\text{m}^2, \text{deg})$$

1500tf/m<sup>2</sup>

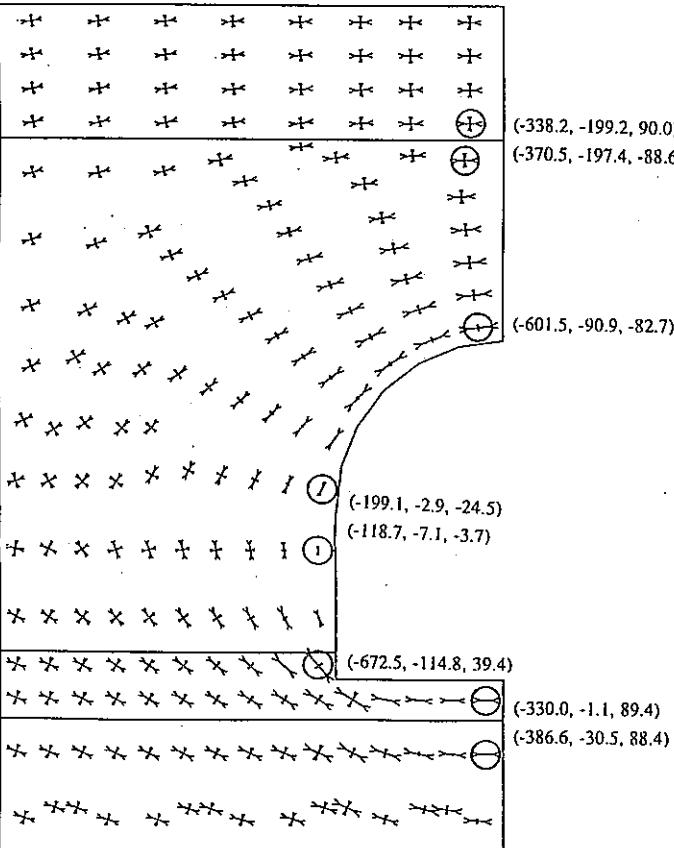
CASE - 1



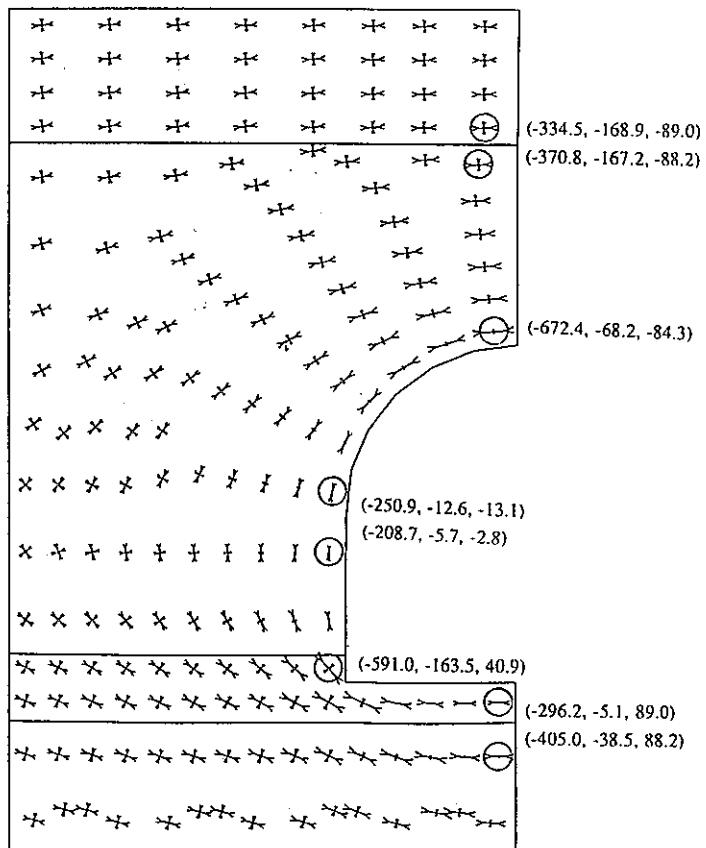
CASE - 2



CASE - 3



CASE - 4



$(\sigma_{max}, \sigma_{min}, \theta)$   
 $=(f/m^2, tf/m^2, deg)$

1500tf/m<sup>2</sup>

図10.3 主応力分布 (STAGE 3 : 支保工打設時)

### 10. 3 解析結果

#### (1) 主応力分布

図10. 2 および10. 3 に、坑道掘削時 (STAGE- 2) および支保工打設時 (STAGE- 3) の坑道周辺岩盤の主応力分布を示す。また、表10. 4 に、CASE 1 ~ 4 の各ケースにおける坑道掘削時の天端・側壁・隅角部 (下盤と側壁の角) での応力集中の程度 (坑道掘削時の最大主応力値／初期の最大主応力値) を示す。基本ケース (CASE 2) での応力集中の程度は、天端で1.98、隅角部で1.85、側壁で0.62と予測される。

表10. 4 応力集中の程度

	天端	側壁	隅角部
CASE 1	1.94	0.61	1.96
CASE 2	1.98	0.62	1.85
CASE 3	1.86	0.45	1.99
CASE 4	2.05	0.70	1.78

#### (2) 変位分布

##### (a) 岩盤内変位分布

図10. 4 および10. 5 に支保工打設時 (STAGE- 3) の岩盤内変位分布を示す。図中の変位の値は、水平および鉛直成分ごとに求めた測定地点の坑道掘削前の位置に対する相対変位であり、水平方向は試験坑道に向かう方向が正、鉛直方向は上向きが正である。

岩盤内変位は、水平方向・鉛直方向とともに試験坑道の壁面で最大であり、計測坑道に向かうにつれて0 mm に近づいている。基本ケース (CASE 2) における坑道壁面での水平方向の岩盤内変位は2.76 mm、鉛直方向の岩盤内変位は0.30 mmと予想される。

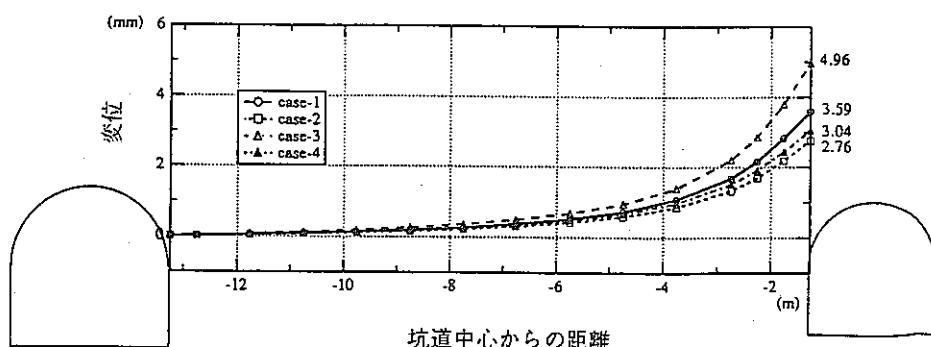


図10. 4 岩盤内変位分布 (水平方向、STAGE- 3 : 坑道掘削時)

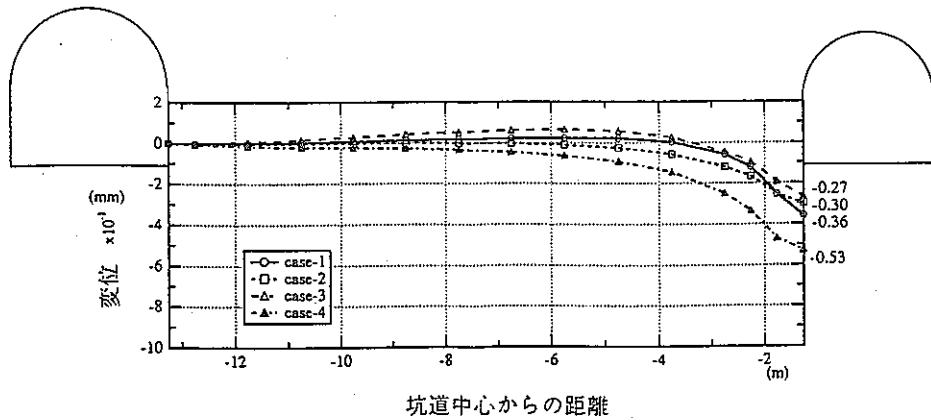


図10. 5 岩盤内変位分布（鉛直方向、STAGE- 3：坑道掘削時）

#### (b) 坑道掘削による変位増分

試験坑道掘削後に実際に測定できる内空変位は、STAGE- 2（坑道掘削時）からSTAGE- 3（支保工打設時）までの変位増分である。表10. 5に各解析ケースにおける天端沈下・水平方向の内空変位・下盤浮上りの3つの変位増分を示す。水平方向の内空変位が1.20mm、天端沈下は0.30mm、下盤の浮上がりは1.20mmと予想される。

表10. 5 STAGE- 2（坑道掘削時）からSTAGE- 3（支保工打設時）までの変位増分

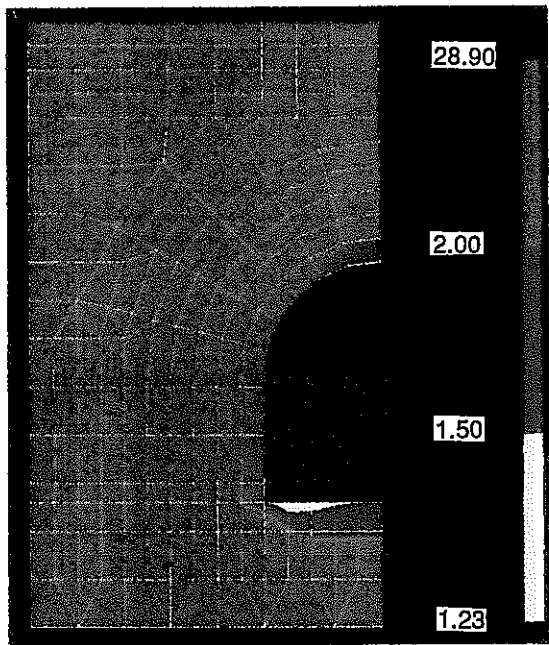
	天端沈下	水平内空変位	下盤浮上り
CASE 1	0.40	1.80	0.60
CASE 2	0.30	1.20	0.50
CASE 3	0.40	2.20	0.50
CASE 4	0.50	1.60	0.70

#### (3) 坑道周辺岩盤の局所安全係数の分布

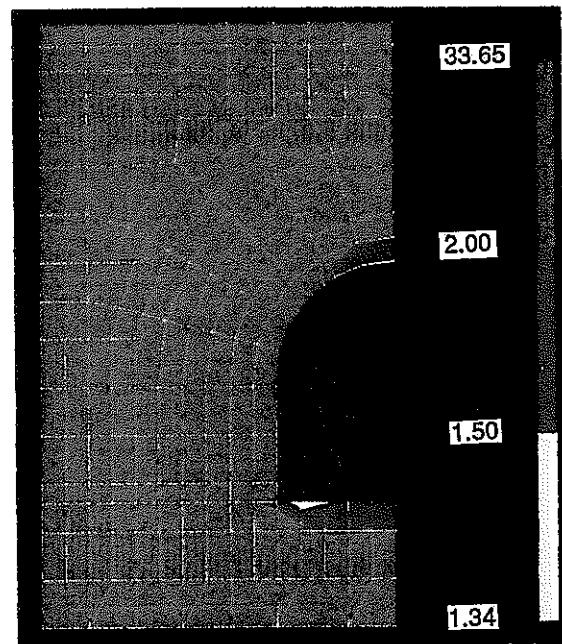
図10. 6および10. 7にSTAGE- 2（坑道掘削時）とSTAGE- 3（支保工打設時）における坑道周辺岩盤の局所安全係数分布を示す。局所安全係数は次式により定義されるもので、その値が1.0を下回るとき、その領域の岩盤は破壊状態にあることを示している。

$$\text{局所安全係数} = a / b$$

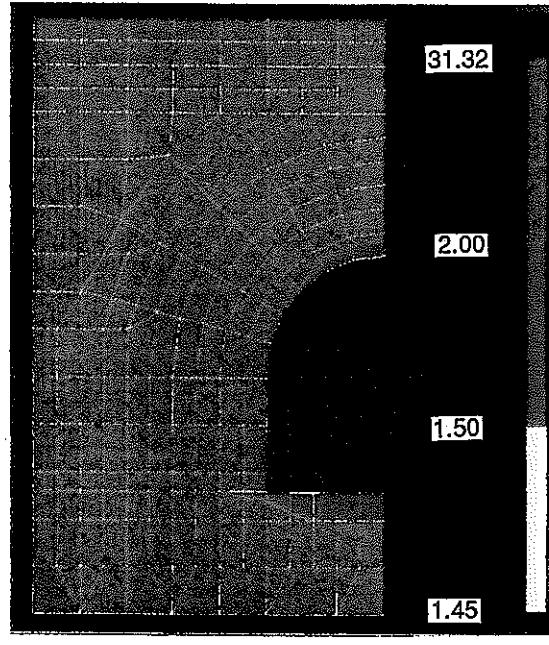
CASE - 1



CASE - 2



CASE - 3



CASE - 4

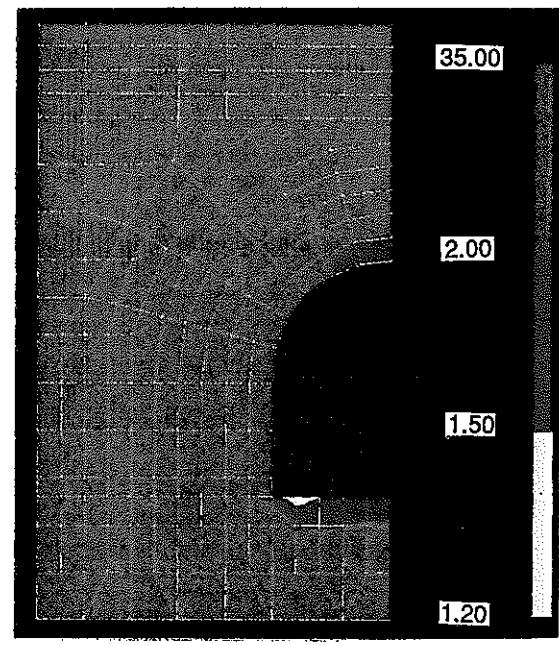
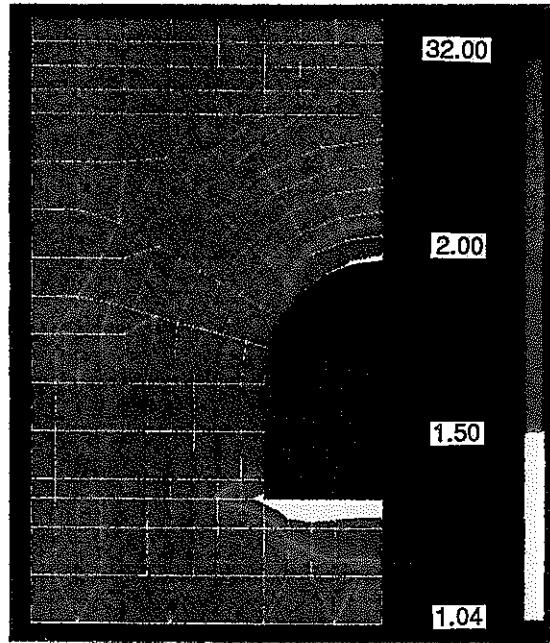
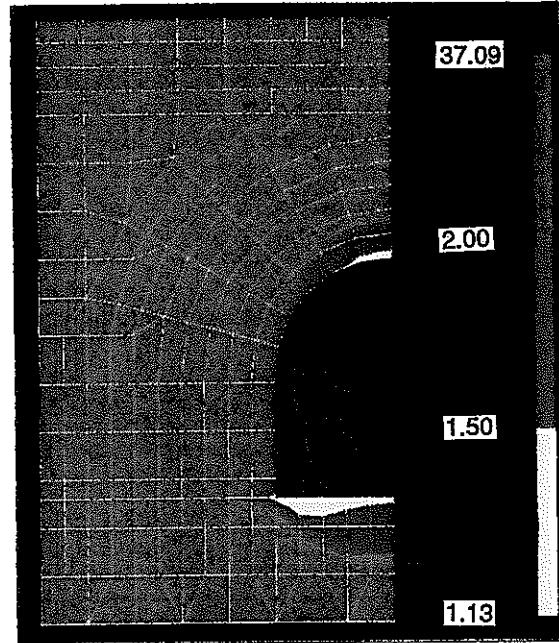


図10.6 局所安全係数分布 (STAGE 2 : 坑道掘削時)

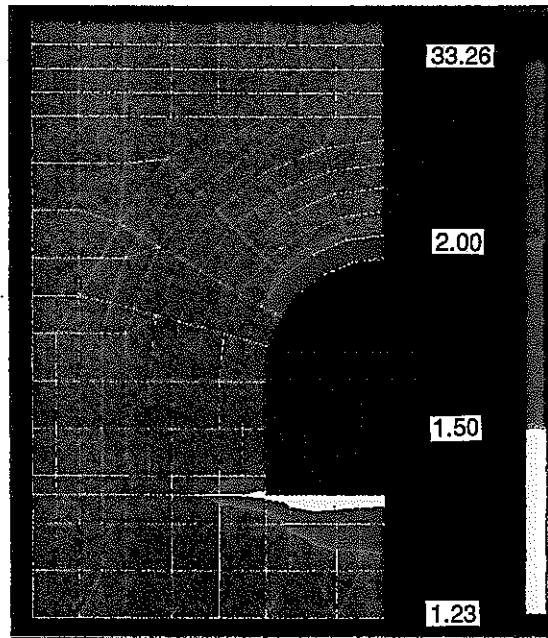
CASE - 1



CASE - 2



CASE - 3



CASE - 4

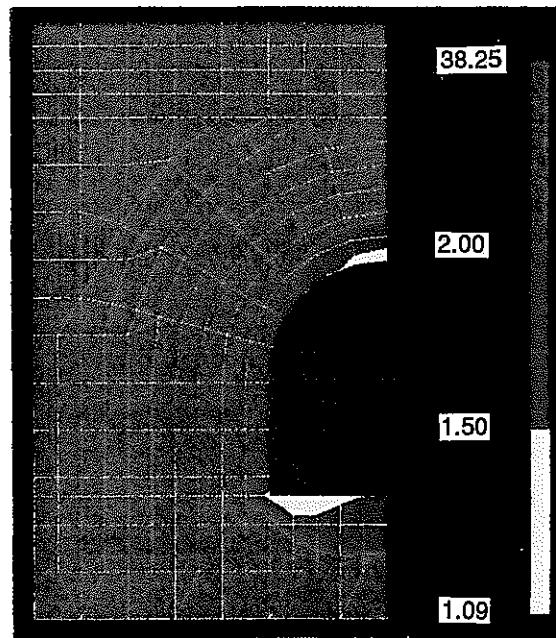


図10.7 局所安全係数分布 (STAGE 3 : 支保工打設時)

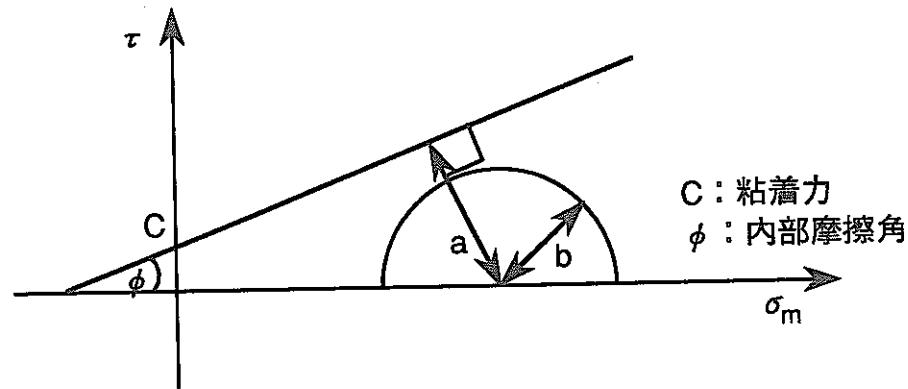


図10.8 局所安全係数の定義

細粒グループでは、方向によって強度定数が異なる場合があるので、2つの強度定数を用いて局所安全係数を計算しているが、どちらの計算結果も局所安全係数の分布に大差ないため、ここでは  $C = 30 \text{ kgf/cm}^2$  ( $2.94 \text{ MPa}$ )、 $\phi = 20^\circ$  での結果のみを示す。局所安全係数が1.0以下になる領域は生じておらず、大部分が2.0以下である。

#### (4) 坑道周辺岩盤の最大せん断ひずみの分布

図10.9および10.10に、STAGE-2（坑道掘削時）とSTAGE-3（支保工打設時）における坑道周辺岩盤の最大せん断ひずみの分布を示す。これらの図によると、全てのケースにおいて天端と隅角部での最大せん断ひずみが大きくなっている。この最大せん断ひずみ  $\gamma_{\max}$  と限界ひずみ  $\gamma_0$  を比較することにより、坑道の安定性を評価することができる。限界ひずみ  $\gamma_0$  は、一軸圧縮試験の結果から、便宜的に次式により求める。

$$\gamma_0 = (1 + \nu) \varepsilon_0$$

ここで、 $\nu$  : ポアソン比

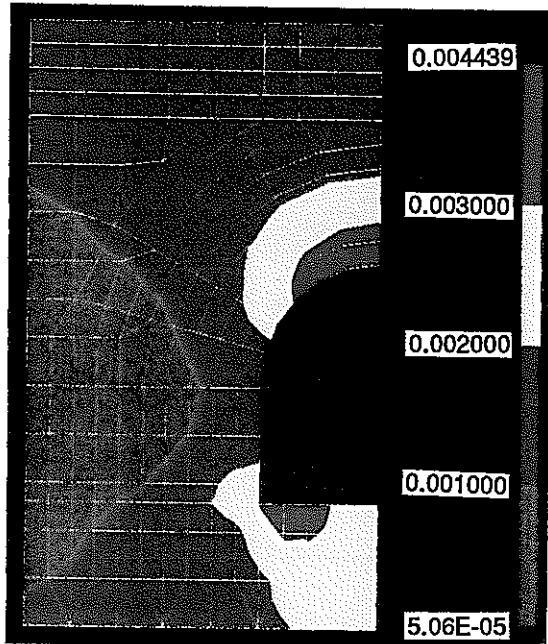
$\varepsilon_0$  : 一軸圧縮状態での限界ひずみ ( $= \sigma_c / E$ )

$\sigma_c$  : 一軸圧縮強度 (MPa)

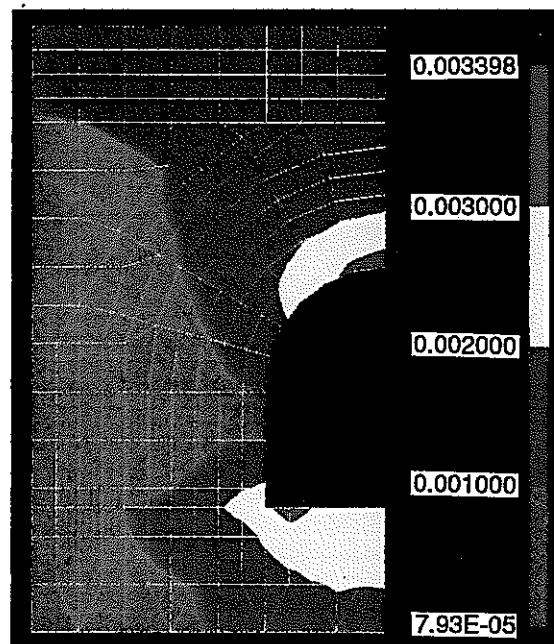
$E$  : 弾性係数 (MPa)

最大せん断ひずみが限界ひずみより大きくなると、掘削によって岩盤が不安定になると判断できる。上式を用いて計算すると、今回モデル化した各岩相の限界ひずみは、細粒グループが0.6%程度、粗粒グループが0.9%程度である。

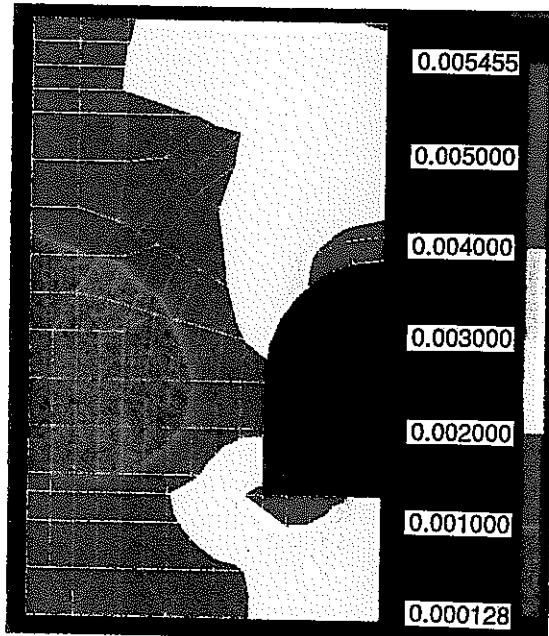
CASE - 1



CASE - 2



CASE - 3



CASE - 4

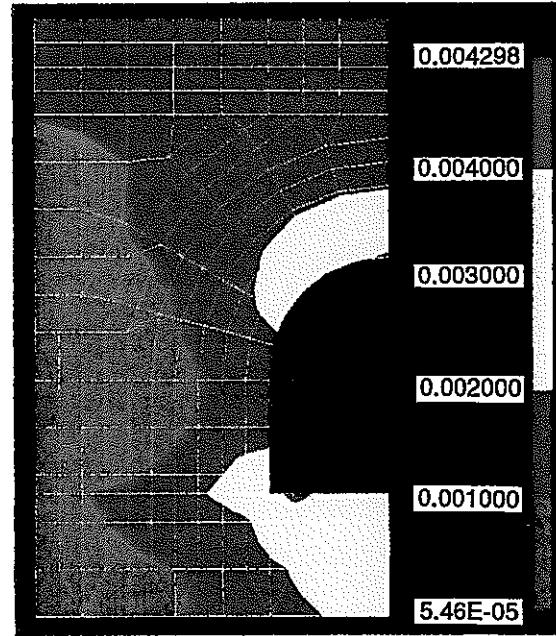
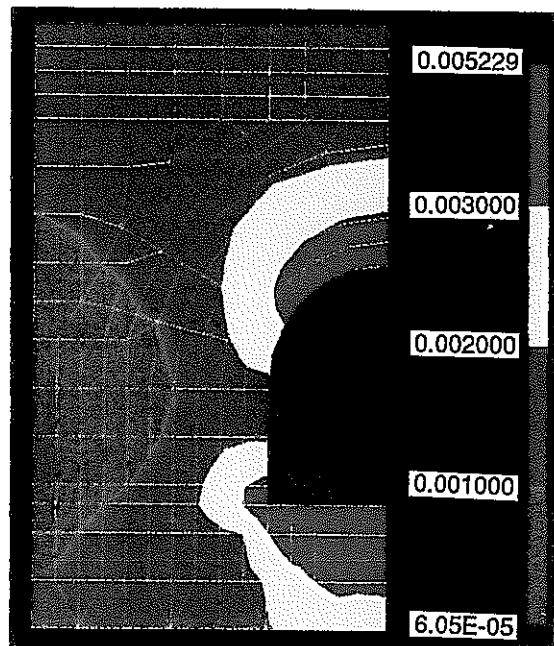
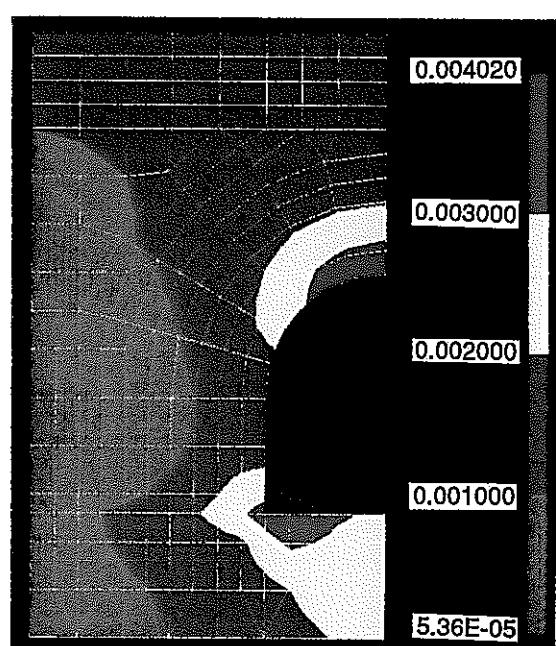


図10.9 最大せん断ひずみ分布 (STAGE 2 : 坑道掘削時)

CASE - 1



CASE - 2



CASE - 3



CASE - 4

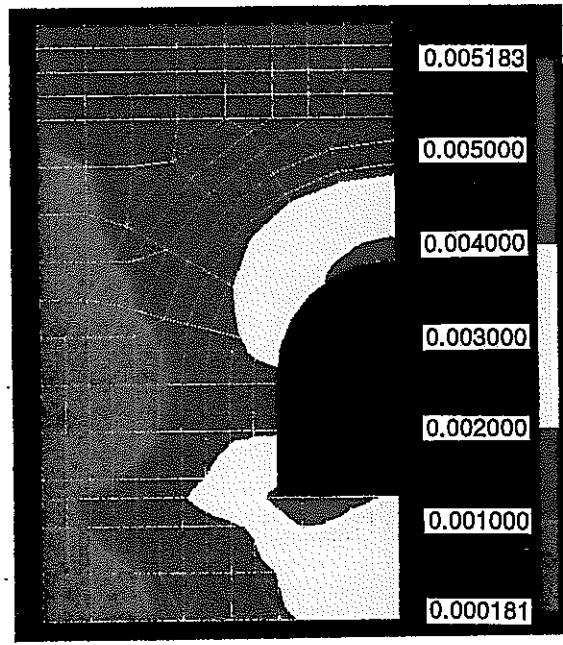


図10.10 最大せん断ひずみ分布 (STAGE 3 : 支保工打設時)

## 10. 4 考察

### (1) 主応力分布および変位分布における岩相および異方性の影響

解析モデルに岩相や異方性を考慮した場合に、坑道周辺岩盤の応力状態や坑道の変形がどう異なるのかを検討するために、各ケースの解析結果の主応力分布および変位分布について考察する。

#### (a) 主応力分布

表10. 3によれば、等方均質なモデル（CASE 1）では隅角部に最も応力が集中しているのに対して、岩相を考慮した基本ケース（CASE 2）では天端の方が隅角部より応力集中が見られ、特に隅角部の応力集中の程度は両ケースで差が見られる。CASE 2は、隅角部を含む厚さ0.5mの粗粒グループの層が細粒グループの層の間に挟まっている構造である。粗粒グループの弾性係数は、細粒グループの弾性係数よりも小さいので、粗粒グループの層に含まれる隅角部に応力集中が現れたものと考えられる。

異方性については、水平方向の弾性係数をCASE 2の半分にしたCASE 3では、隅角部での応力集中が最大（天端：1.86、側壁：0.45、隅角部：1.99）であるのに対して、鉛直方向の弾性係数をCASE 2の半分にしたCASE 4では、天端での応力集中が最大である（天端：2.05、側壁：0.70、隅角部：1.78）。また、側壁では、CASE 3については坑道掘削後の最大主応力値は掘削前の最大主応力値の半分以下になっているが、CASE 4については掘削前の最大主応力値の7割程度である。

以上のことまとめると、次のようなになる。すなわち、解析モデルに岩相を考慮すると、弾性係数が小さい岩相ほど坑道掘削による最大主応力の増加が顕著になる。解析モデルに異方性を考慮すると、水平方向の弾性係数を小さくした場合には隅角部、鉛直方向の弾性係数を小さくした場合には天端での最大主応力の増加が顕著になる。一方、側壁での最大主応力は全てのケースにおいて坑道掘削前より小さくなるが、水平方向の弾性係数を小さく設定した場合ほど応力低下が著しい。

#### (b) 変位分布

まず、CASE 1とCASE 2を比較することにより、岩相の影響を考察する。

表10. 5によれば、水平方向の内空変位の増分が、CASE 2（1.20mm）に比べてCASE 1（1.80mm）がかなり大きくなっていることが分かる。これは、解析モデルの側壁部分が細粒グループであり、CASE 2と比べてCASE 1の弾性係数が小さい（CASE 1：1.47MPa、CASE 2：1.96MPa）ため、CASE 1の方が側壁付近が変形しやすくなり、変位分布が変化したものと考えられる。

次に、CASE 2とCASE 3、CASE 4を比較することにより、異方性の影響を考察する。

図10. 4の水平方向の岩盤内変位分布より、水平方向の弾性係数をCASE 2の半分にしたCASE 3では、試験坑道の壁面付近の水平方向の変位が4ケース中最大（4.96mm）であり、CASE 2（2.76mm）の2倍近くになっているが、水平方向の弾性係数がCASE 2と等しいCASE 4では水平方向の変位はCASE 2とあまり変わらない（3.04mm）。また、図10. 5の鉛直方向の岩盤内変位分布より、鉛直方向の弾性係数をCASE 2の半分にしたCASE 4の場合、試験坑道の壁面付近の鉛直方向の変位が4ケース中最大（0.53mm）であり、CASE

2 (0.30mm) の2倍近くになっているが、鉛直方向の弾性係数がCASE 2と等しいCASE 3では、鉛直方向の変位はCASE 2とあまり変わらない (0.27mm)。同様に、表10. 5でもCASE 3では水平方向の変位増分が大きく、CASE 4では鉛直方向の変位増分が大きい。

以上のことまとめると、次のようになる。すなわち、岩相を考慮した場合の坑道掘削時の周辺岩盤の変位は、均質モデルと比較して、弾性係数を小さく設定した岩相で大きくなる。一方、異方性を考慮した場合の坑道掘削時の周辺岩盤の変位は、等方モデルの場合と比較して、弾性係数を小さく設定した方向と同じ方向の変位が大きくなる。

## (2) 坑道の安定性の評価

ここでは、軟岩において坑道の安定性を評価する場合に通常用いられている、モール・クーロンの破壊基準に対して設定した局所安全係数を用いる方法と、岩盤に発生するひずみを限界ひずみと比較する方法を用いて、掘削時の坑道の安定性を評価する。

### (a) 坑道周辺岩盤の局所安全係数の分布

図10. 6 および10. 7 にSTAGE- 2 (坑道掘削時) とSTAGE- 3 (支保工打設時) における坑道周辺岩盤の局所安全係数の分布を示す。以下、坑道掘削時の局所安全係数の分布状況と、坑道掘削時から支保工打設時までの局所安全係数の変化について検討する。

#### ①坑道掘削時の局所安全係数の分布状況

今回の解析では、坑道掘削による塑性域の発生や破壊に至る可能性があるとされる局所安全係数が1.0以下の部分が無かったため、ここでは局所安全係数が2.0以上の部分を安定領域とみなし、それ以下になる領域は掘削によって安定性が低下した領域として評価した。

図10. 6 より、局所安全係数が2.0を下回る領域は、全てのケースにおいて、坑道の天端とインバート部に限られており、その領域が坑道壁面から最も深くまで達しているのはCASE 1 の約30cmである。また、岩盤が破壊状態であることを示す局所安全係数が1.0以下の領域は存在していない。このことから、坑道の掘削による応力の解放では、坑道周辺岩盤には破壊に至る可能性がある領域がほとんど生じず、ほぼ弾性的な挙動をすることが予測される。

#### ②坑道掘削時から支保工打設時までの局所安全係数の分布状況の変化

坑道掘削時から支保工打設時までは、掘削解放率が20%増加する。このような掘削解放率の増加により、局所安全率が2.0を下回る領域の深さは、最大で坑道掘削時の約1.8倍に増加する。しかし、局所安全係数が1.0以下の領域は現れておらず、破壊にいたる領域はほとんどないと考えられる。

### (b) 坑道周辺岩盤の最大せん断ひずみの分布

図10. 9 および10. 10 にSTAGE- 2 (坑道掘削時) とSTAGE- 3 (支保工打設時) における坑道周辺岩盤の最大せん断ひずみの分布を示す。図10. 9 より、坑道掘削時には、最大せん断ひずみが0.5%を超える領域は、CASE 3 の坑道の天端のわずかな部分にしか存

在しないことが分かる。この値は、細粒グループの限界ひずみ0.6%を下回っており、坑道掘削によって破壊状態に達する領域はないと推察される。また、図10.10により、支保工打設時には、CASE 3 で最大せん断ひずみが0.6%を超える領域が発生することが分かる。しかし、この領域は、坑道の天端部分にわずかに存在するのみである。したがって、支保工打設時にも、破壊状態に達する領域はほとんどないと推察される。

## 10. 5 まとめ

試験坑道掘削時の坑道周辺岩盤における応力状態の変化や岩盤の変位分布を予測し、またこのような応力状態の変化や変位分布に対する岩相や異方性の影響を把握することを目的とし、2次元平面ひずみ状態での有限要素法による弾塑性解析を実施した。得られた結果をまとめると以下のようになる。

- (1) 解析対象岩盤をできるだけ忠実に反映した解析モデルであるCASE 2の解析結果より、坑道掘削時の応力集中の程度（坑道掘削時の最大主応力値／初期の最大主応力値）は、天端で1.98、隅角部で1.85、側壁で0.62と予測された。この値は、等方均質状態のCASE 1（天端で1.94、隅角部で1.96、側壁で0.61）と比較して、特に隅角部での応力集中の程度が大きい。
- (2) 解析対象岩盤をできるだけ忠実に反映した解析モデルであるCASE 2の解析結果より、計測地点における岩盤内変位の水平方向の最大値は、試験坑道の壁面付近での2.76mmであり、鉛直方向の最大値は、試験坑道の壁面付近での0.30mmと予測された。また、坑道掘削時から支保工打設時までの変位増分から、水平方向の内空変位が1.20mm、天端の沈下と下盤の浮上がりが合わせて0.80mmになると予測された。この値は、等方均質状態のCASE 1と比較して、特に水平方向の変位（CASE 1では、岩盤内変位の最大値が3.59mm、内空変位が1.80mm）が小さい。
- (3) 異方性を考慮したモデルの坑道掘削時の応力集中の程度は、水平方向の弾性係数をCASE 2の半分にしたCASE 3では、CASE 2と比較して天端および側壁で小さく隅角部で大きくなり、鉛直方向の弾性係数をCASE 2の半分にしたCASE 4では、CASE 2と比較して隅角部で小さく天端および側壁で大きくなる。
- (4) 異方性を考慮したモデルの坑道掘削時から支保工打設時までの変位増分は、水平方向の弾性係数をCASE 2の半分にしたCASE 3では水平方向の内空変位の増分が大きくなり、鉛直方向の弾性係数をCASE 2の半分にしたCASE 4では天端の沈下と浮上がりの増分が大きくなる。
- (5) 上記の(1)～(4)より、岩相を考慮した解析モデルを用いて解析を行うと、均質モデルを用いた場合と比較して、弾性係数を小さく設定した部分での応力値や変位の増加が著しいことが分かった。異方性を考慮した解析モデルを用いて解析を行うと、等方モデルを用いた場合と比較して、水平方向の弾性係数を小さくした場合には、隅角部での応力値の増加および側壁での応力値の低下が著しく、水平方向の変位が大きくなることが分かった。また、鉛直方向の弾性係数を小さくした場合には、天端での応力値の増加が著しく、鉛直方向の変位が大きくなることが分かった。
- (6) 坑道掘削時の局所安全係数分布や坑道周辺岩盤の最大せん断ひずみ分布から判断すると、試験坑道を掘削することによって破壊状態に達する領域はほとんど生じず、坑道周辺岩盤はほぼ弾性的な挙動を示すことが分かった。

## 11.まとめ

試験坑道周辺岩盤の掘削前の力学的・水理学的な特性・条件を把握すること、および、数値解析により坑道掘削に伴う岩盤の変位や応力変化を予測することを目的として、各種の事前調査・解析を実施した。この結果、以下のような成果が得られた。

### ①室内試験

- 粗粒砂岩より細粒砂岩のほうが一軸圧縮強度、変形係数、弾性波速度は大きく、比抵抗は小さいという傾向が認められた。
- 各岩相内での岩質の異方性は明瞭には認められなかった。

### ②コア観察および孔内壁面観察

- 地質は礫岩、砂岩、泥岩が混在しており、各層は、ほぼ水平からN S 25 Eで堆積している。
- き裂は1～3本/mの頻度で、94%が開口幅5mm以下であり、南北走向で鉛直傾斜のものが卓越している。

### ③孔内載荷試験

- 変形係数は600～900MPaで、平均値は約700MPaである。
- 変形係数のばらつきは、岩盤の空隙分布に関係していると推定される。

### ④透水試験

- 試験坑道の掘削が予定されている付近の岩盤の間隙水圧は、10～60kPaであった。
- 透水係数は、礫岩部は $2.1 \times 10^{-9} \sim 4.7 \times 10^{-7}$ cm/sec、泥岩部は $3.3 \times 10^{-11} \sim 2.6 \times 10^{-10}$ cm/secであった。

### ⑤弾性波トモグラフィー調査

- 調査断面内の弾性波速度分布は、2.0～2.6km/secでほぼ一様である。
- 室内試験結果から、調査断面内の地質は細粒砂岩が卓越すると推定される。

### ⑥比抵抗トモグラフィー

- 調査断面内の比抵抗分布は、10～20Ωmでほぼ一様である。
- 調査断面内の地質は弾性波トモグラフィー調査と同じく細粒砂岩が卓越すると推定される。

### ⑦初期応力測定

- 主応力比は2以内で、鉛直応力は土被り圧より小さく、水平面内の最大主応力方向は、東西から東北東～西南西である。
- 応力解放法とA-E法による測定結果は一致しなかった。これは岩盤の剛性の違いなどの不均質性が影響していると推定される。

### ⑧事前解析

- 掘削に伴い試験坑道の周りには塑性域は発生せず、岩盤の挙動は、ほぼ弾性的であることが予測された。
- 事前調査で把握された岩盤の岩相と各岩相内での岩質の異方性を取り込んでモデル化した場合、地中変位は2.8mm程度、内空変位は1.2mm程度と予測された。等方・均質であるとしてモデル化した場合は、地中変位は3.6mm程度、内空変位は1.8mm程度の予測と

なった。

これらにより、試験坑道周辺岩盤の掘削前の力学的・水理学的な特性・条件を把握すること、および、坑道掘削に伴う岩盤の変位などを予測すること、という当初の目的は達成されたと考える。また、新たな機器・手法として用いた、比抵抗トモグラフィー調査と水理学的緩み領域計測装置による透水試験により、事前調査として必要なデータが取得できた。

今後は、平成6年度に変位計の設置や掘削影響領域を考慮した解析などの事前調査・解析を行い、平成7年度に機械掘削により試験坑道を掘削する。掘削中の調査および事後調査・解析は平成7年度以降、順次実施していく計画である。

平成5年度の事前調査・解析による成果のうち、コア観察および孔内壁面観察で明らかとなった地質とき裂の状況と、事前解析で得られた地中変位量と内空変位量および応力変化は、坑道掘削中および掘削後での調査により確認される。

## 12. 謝辞

今回の事前調査・解析のうち、応力解放法による初期応力測定は日本パブリックが、透水試験は大成基礎設計が実施した。その他の事前調査・解析の大部分は、大成建設と大林組への委託研究として実施した。ここに記して関係者に謝意を表します。

—技術レポートリスト—

TR/GE 89-01 清水和彦：地質環境データベースシステムの開発研究（基本設計），

PNC TN7410 89-029

TR/GE 89-02 仙波毅・尾方伸久・坪田浩二：ボアホールレーダの我が国における花崗岩岩盤への適用試験， PNC TN7410 90-003

TR/GE 89-03 武田精悦（訳）：国際ストリバプロジェクト， PNC TN7410 90-004

TR/GE 89-04 尾方伸久・大澤英昭：地下水特性調査技術開発の現状， 検層技術(1)，  
PNC TN7410 90-005

TR/GE 89-05 尾方伸久・大澤英昭：地下水特性調査技術開発の現状， 検層技術(2)，  
PNC TN7410 90-006

TR/GE 89-06 大澤英昭・吉田英一：深部花崗岩中の割れ目解析－花崗岩岩盤における割れ目特性およびその分布特性に関する研究－，  
PNC TN7410 90-007

TR/GE 89-07 杉原弘造・二宮康郎：堆積岩盤中における掘削影響評価－掘削による緩み領域の計測・評価手法の研究開発－，  
PNC TN7410 90-009

TR/GE 89-08 柳澤孝一：広域地下水流动調査の現状について， PNC TN7410 90-021

TR/GE 89-09 吉田英一：粘土質岩中における核種移行試験・研究－ベルギー・モル原子力研究所との共同研究（その1）－，  
PNC TN7410 90-019

TR/GE 90-01 今井久・柳澤孝一：3次元飽和不飽和浸透流解析プログラムTAGSACの概要， PNC TN7410 90-026

- TR/GE 90-02 野原壯・瀬尾俊弘・落合洋治：ウラン鉱床を利用したナチュラルアナログ研究（その1）－ウラン系列核種の放射非平衡について， PNC TN7410 91-030
- TR/GE 90-03 吉田英一：粘土質岩中における核種移行試験研究－ベルギー・モル原子力研究所との共同研究（その2）－， PNC TN7410 91-017
- TR/GE 90-04 柳澤孝一・今井久・斎藤章・大澤英昭・中島誠：立坑掘削影響試験における地下水流动影響予測解析， PNC TN7410 91-013
- TR/GE 90-05 清水和彦：地質環境の長期的隔離能に係わる天然事象について(1)－気候変動と海面変動－， PNC TN7410 91-010
- TR/GE 91-01 H. Yoshida, M. Yui and T. Shibutani :A Study of Influence Factor on Uranium Fixation in the Tono Uranium Deposit, Japan, PNC TN7410 91-061
- TR/GE 91-02 中野勝志・斎藤章・花木達美：難透水性岩石を対象とした室内透水試験装置の開発， PNC TN7410 91-050
- TR/GE 91-03 尾方伸久・大澤英昭・仙波毅・柳澤孝一：多変量統計解析手法を用いた結晶質岩盤の割れ目解析， PNC TN7410 92-001
- TR/GE 91-04 石丸恒存・清水和彦：地質環境の長期的隔離性能に係わる天然事象について(2)－火山活動－， PNC TN7410 91-031
- TR/GE 91-05 仙波毅・尾方伸久・長谷川健・岩崎浩・渡辺邦夫：ボアホールレーダーによる結晶質岩盤中の割れ目帶調査－釜石鉱山原位置試験場における調査について－， PNC TN7410 92-005
- TR/GE 92-01 柳澤孝一・古屋和夫・大澤英昭・若松尚則・梅田浩司：我が国における地盤の透水性に関する調査研究（その1）， PNC TN7410 92-015

TR/GE 92-02 佐藤稔紀・石丸恒存・杉原弘造・清水和彦：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の収集,  
PNC TN7410 92-018

TR/GE 92-03 瀬尾俊弘・清水和彦：我が国における地下水の水質に関するデータの  
収集解析, PNC TN7410 92-017

TR/GE 92-04 柳澤孝一・今井久・吉屋和夫・若松尚則・梅田浩司：我が国を対象と  
した地下水流动解析－その1 中部日本を対象にした地下  
水流動解析－, PNC TN7410 92-019

TR/GE 92-05 柳澤孝一・若松尚則・梅田浩司・今井久・吉屋和夫：我が国における  
水理地質学的特性に関する調査・研究, PNC TN7410 92-012

TR/GE 92-06 松井裕哉・杉原弘造・佐藤稔紀・吉岡尚也：堆積岩地山における立坑  
周りの力学的・水理学的な特性変化, PNC TN7410 92-046

TR/GE 92-07 佐藤稔紀・松井裕哉・杉原浩弘・吉岡尚也：立坑掘削影響試験－地中  
変位計測に基づく掘削影響評価－, PNC TN7410 92-051

TR/GE 92-08 湯佐泰久：立坑掘削影響試験ワークショッピング発表論文集—,  
PNC TN7410 92-052

TR/GE 93-01 H. Yoshida, T. Seo, T. Nohara, K. Ota, K. Hama, K. Kodama, T. Iwatsuki : Data  
Compilation of Geoscientific Studies of Tono Uranium  
Deposits, Central Japan, PNC TN7410 94-015

TR/GE 94-01 前川恵輔・梅田浩司・小出馨・今井久・柳澤孝一：我が国を対象とし  
た地下水流动解析－その2 東北日本を対象とした地下  
水流動解析－, PNC TN7410 94-029