

機械掘削による影響評価試験の事前調査および 事前解析研究〔平成6年度〕

(動力炉・核燃料開発事業団 委託研究成果報告書)

技 術 資 料		
開示区分	レポ ー ト No.	受 領 日
T	J1449 95-003	1995.6.21
この資料は技術管理室保存資料です 閲覧には技術資料閲覧票が必要です 動力炉・核燃料開発事業団 技術協力部技術管理室		

1995年 3 月

大成建設株式会社
株式会社 大林組

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。

〒107 東京都港区赤坂1-9-13

動力炉・核燃料開発事業団
技術協力部 技術管理室

Inquiries about copyright and reproduction should be addressed to: Technical
Evaluation and Patent Office, Power Reactor and Nuclear Fuel Development
Corporation 9-13, 1-chome, Akasaka, Minato-ku, Tokyo 107, Japan

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

機械掘削による影響評価試験の事前調査および 事前解析研究〔平成6年度〕

(動力炉・核燃料開発事業団 委託研究成果報告書)

1995年3月

大成建設株式会社
株式会社 大林組

機械掘削による影響評価試験の事前調査および事前解析研究〔平成6年度〕

山本 卓也* 三上 哲司**

要 旨

岩盤内に水平坑道や立坑を掘削することにより、空洞周辺では岩盤本来の力学・水理学的特性が変化することが知られている。このような掘削によって発生する岩盤の特性変化を把握し、評価することは、地下施設の設計・建設や安全性評価を行う上で重要な事項のひとつである。動力炉・核燃料開発事業団では昭和62年度以来、東濃鉱山において水平坑道および立坑を掘削し、それに伴い発生する掘削影響の範囲と特性の変化の程度に関する評価研究を実施してきた。

これらの研究では、坑道掘削に発破工法を使用しており、掘削影響は主として発破に伴う岩盤の損傷により発生したことが明らかとなっている。これに対し、平成5年度から機械掘削による影響評価試験を実施し、発破による掘削影響との比較により工法の違いによる掘削影響の違いを考察する予定である。

本研究では、平成5年度に引き続き機械掘削による影響評価試験の事前調査として、岩盤内変位を測定するためのボーリング孔の壁面観察、2種類の岩盤内変位計の設置と初期値の計測、および岩石の拘束圧と透水性の関係を評価するための室内透水試験を行った。さらに、平成5年度および6年度の調査により取得されたデータに基づき、5年度に用いた解析モデルの見直しを行い、坑道掘削時の岩盤挙動を予測するための事前解析を行った。事前解析では、初期応力、地質構造、坑道周辺の掘削影響領域を考慮した。

これらの事前調査および事前解析の結果を、平成5年度に得られた結果と併せてとりまとめ、機械掘削を行う前の岩盤の状態を評価した。最後に、坑道掘削後の事後調査および事後解析の計画検討を行った。

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

契約番号：060D0215

事業団担当部課室および担当者：東濃地科学センター環境地質課 課長 湯佐泰久

* 大成建設株式会社エンジニアリング本部エネルギー部

** 株式会社大林組土木技術本部技術第2部

Investigation and numerical analysis at pre-excavation stage to evaluate excavation effects on rock mass around a machine excavated drift (Phase 2)

T.Yamamoto¹⁾ T.Mikami²⁾

ABSTRACT

Excavation of a shaft or a drift disturbs the structure of a rock mass around the opening and as a result, mechanical and hydraulic properties of a rock mass are changed. It is of importance to know the extent of the EDZ (Excavation Disturbed Zone) and its properties from the viewpoint of design, construction and safety assessment of an underground facility. PNC has carried out in-situ and laboratory tests on excavation effects due to blasting in the Tono mine since 1987.

The results of these tests suggest that the excavation effects are mainly generated by blasting. Excavation of a drift with a machine has been planned to investigate the dependence of the extent and properties of the EDZ on excavation method. Pre-excavation stage of the experiment has started in 1993 to reveal the rock condition before the drift excavation.

The investigation and numerical analysis at pre-excavation stage consist of the following items:

- borehole wall observation and installation of extensometers
- rock permeability test by means of the transient pulse method
- numerical analysis considering in-situ stress, geological condition and the EDZ

The results of investigation and numerical analysis have been summarized and discussed together with the results obtained until 1993. The program for the investigation and numerical analysis at post-excavation stage is also discussed.

Work performed by Taisei Corporation and Obayashi Corporation under contract with Power Reactor and Nuclear Fuel Development Corporation.

PNC Liaison : Geological Environmental Research Section, Tono Geoscience Center

Yasuhisa Yusa

1) Taisei Corporation, Engineering Division, Energy Facilities Dept.

2) Obayashi Corporation, Underground Space Development Dept.

機械掘削による影響評価試験の事前調査および事前解析研究〔平成6年度〕

担当者一覧

	大成建設（株）	（株）大林組
実施責任者	金谷 聡	村井 喜一
実施担当者	山本 卓也	三上 哲司
研究業務担当	杉原 豊 里 優 山本 卓也 青木 智幸 羽出山吉裕 大里 祥生	吉岡 尚也 三上 哲司 永久 和正 玉野 達

機械掘削による影響評価試験の事前調査および事前解析研究 [平成6年度]

目 次

	頁
1. はじめに・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	1
2. 事前調査・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	2
2.1 調査概要・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	2
2.2 孔内壁面観察・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	4
2.2.1 目的・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	4
2.2.2 測定・解析方法・・・・・・・・・・・・・・・・	5
2.2.3 観察結果と考察・・・・・・・・・・・・・・・・	8
2.2.4 まとめ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	20
2.3 岩盤内変位計の設置および計測・・・・・・・・	21
2.3.1 目的・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	21
2.3.2 地中変位計の設置および計測・・・・・・・・	21
2.3.3 スライディングマイクロメータの設置および計測	25
2.3.4 まとめ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	29
2.4 透水試験・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	30
2.4.1 目的・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	30
2.4.2 試験装置・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	30
2.4.3 試験方法・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	37
2.4.4 試験結果と考察・・・・・・・・・・・・・・・・	42
2.4.5 まとめ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	50
3. 事前解析・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	51
3.1 目的・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	51
3.2 解析方法・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	52
3.2.1 解析モデルの設定・・・・・・・・・・・・・・・・	52
3.2.2 解析用物性値の設定・・・・・・・・・・・・・・	54
3.2.3 施工段階のモデル化・・・・・・・・・・・・・・	58
3.2.4 解析ケース・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	59

3.3 解析結果と考察	62
3.3.1 変位	62
3.3.2 主応力分布	74
3.4 まとめ	83
4. 調査・解析結果のまとめ	84
4.1 事前調査結果のまとめ	84
4.1.1 室内試験	84
4.1.2 原位置調査	86
4.2 事前解析結果のまとめ	89
参考文献	90

(添付資料)

試験計画の検討	資-1
---------	-----

図 目 次

	頁
図－2.1.1.1 調査・試験位置図・・・・・・・・・・・・・・・・	3
図－2.2.1.1 調査位置・・・・・・・・・・・・・・・・	4
図－2.2.2.1 現場システム・・・・・・・・・・・・・・・・	5
図－2.2.2.2 解析システム・・・・・・・・・・・・・・・・	5
図－2.2.2.3 き裂展開例・・・・・・・・・・・・・・・・	7
図－2.2.3.1 き裂極密度分布（シュミットネット）MD-1孔・・・・・・・・	10
図－2.2.3.2 き裂極密度分布（シュミットネット）MD-2孔・・・・・・・・	11
図－2.2.3.3 孔内壁面観察き裂頻度分布図（MD-1）・・・・・・・・	13
図－2.2.3.4 孔内壁面観察き裂頻度分布図（MD-2）・・・・・・・・	14
図－2.2.3.5 ボーリングコア地質構成比・・・・・・・・	16
図－2.2.3.6 ボーリングコア形状構成比・・・・・・・・	16
図－2.2.3.7 孔内壁面観察～コア観察比較図（MD-1）・・・・・・・・	17
図－2.2.3.8 孔内壁面観察～コア観察比較図（MD-2）・・・・・・・・	18
図－2.3.2.1 地中変位計 概要図・・・・・・・・	22
図－2.3.2.2 岩盤内変位の計測点 平面図・・・・・・・・	22
図－2.3.2.3 地中変位計設置手順・・・・・・・・	23
図－2.3.3.1 スライディングマイクロメーターの概要・・・・・・・・	25
図－2.3.3.2 スライディングマイクロメーター用ケーシング設置手順・・・・・・・・	27
図－2.4.2.1 試験装置・・・・・・・・	31
図－2.4.2.2 試験・計測の流れ・・・・・・・・	34
図－2.4.2.3 試験機器系統図・・・・・・・・	35
図－2.4.3.1 トランジェントパルス法の測定原理・・・・・・・・	39
図－2.4.4.1 圧密過程の水圧変化（予備試験）・・・・・・・・	46
図－2.4.4.2 試験中の水圧、温度、封圧の経時変化（ケースF）・・・・・・・・	46
図－2.4.4.3 試験中の水圧差の経時変化（ケースF）・・・・・・・・	47
図－2.4.4.4 試験中の水圧差の経時変化（片対数プロット、ケースF）・・・・・・・・	47
図－2.4.4.5 有効封圧と透水係数の変化・・・・・・・・	49
図－2.4.4.6 平成4年度の試験結果との比較・・・・・・・・	49

図－3.1.1	FEM解析結果に影響を与える要因	51
図－3.2.1.1	事前解析モデル 作成フロー図	53
図－3.2.1.2	解析モデル	55
図－3.2.2.1	拘束条件	57
図－3.2.3.1	特性曲線	59
図－3.3.1.1	変位ベクトル図 (STAGE-2)	63
図－3.3.1.2	変位ベクトル図 (STAGE-3)	64
図－3.3.1.3	地中変位分布図 (CASE-1～CASE-2 : Stage3)	66
図－3.3.1.4	地中変位モード図 (CASE-1～CASE-2 : Stage3)	66
図－3.3.1.5	地中変位分布図 (CASE-2～CASE-4 : Stage3)	67
図－3.3.1.6	地中変位モード図 (CASE-2～CASE-4 : Stage3)	67
図－3.3.1.7	地中変位分布図 (CASE-5～CASE-8 : Stage3)	69
図－3.3.1.8	地中変位モード図 (CASE-5～CASE-8 : Stage3)	69
図－3.3.1.9	地中変位分布図 (CASE-5-CASE-9 : Stage3)	70
図－3.3.1.10	地中変位モード図 (CASE-5-CASE-9 : Stage3)	70
図－3.3.1.11	地中変位分布図 (CASE-5-CASE-10 : Stage3)	72
図－3.3.1.12	地中変位モード図 (CASE-5-CASE-10 : Stage3)	72
図－3.3.1.13	地中変位分布図 (CASE-10-CASE-11 : Stage3)	73
図－3.3.1.14	地中変位モード図 (CASE-10-CASE-11 : Stage3)	73
図－3.3.2.1	主応力図 (STAGE-2)	75
図－3.3.2.2	主応力図 (STAGE-3)	76
図－3.3.2.3	局所安全係数分布図 (STAGE-2)	77
図－3.3.2.4	局所安全係数分布図 (STAGE-2)	78
図－3.3.2.5	局所安全係数分布図 (STAGE-3)	79
図－3.3.2.6	局所安全係数分布図 (STAGE-3)	80
図－3.3.2.7	局所安全係数	74
図－4.1.2.1	コア観察～孔内壁面観察き裂位置	87
写真－2.4.2.1	試験装置	32
写真－2.4.3.1	岩石試料	38

表 目 次

	頁
表－2.1.1.1 調査・試験項目および数量・・・・・・・・・・・・・・・・	2
表－2.2.1.1 調査数量・・・・・・・・・・・・・・・・	4
表－2.2.2.1 機器諸元（BIP解析システム）・・・・・・・・	6
表－2.2.2.2 展開画像の分解能・・・・・・・・	7
表－2.2.3.1 観察結果一覧・・・・・・・・	8
表－2.2.3.2 計測坑道近傍における開口幅き裂出現頻度・・・・・・・・	12
表－2.3.2.1 地中変位計計測結果・・・・・・・・	24
表－2.3.3.1 スライディングマイクロメーターの仕様・・・・・・・・	25
表－2.3.3.2 グラウト材配合表・・・・・・・・	26
表－2.3.3.3 グラウト材の室内試験結果（3供試体の平均値）・・・・・・・・	26
表－2.3.3.4 スライディングマイクロメーターの計測結果・・・・・・・・	28
表－2.4.2.1 試験装置の仕様・・・・・・・・	31
表－2.4.2.2 計測機器一覧・・・・・・・・	36
表－2.4.3.1 岩石試料の物性（TK2）・・・・・・・・	38
表－2.4.3.2 試験条件・・・・・・・・	41
表－2.4.4.1 透水試験結果一覧（土岐夾炭累層下部層）・・・・・・・・	48
表－3.1.1 事前調査一覧・・・・・・・・	51
表－3.2.2.1 岩盤物性値一覧（健全部／損傷領域）・・・・・・・・	56
表－3.2.2.2 支保工物性値一覧・・・・・・・・	57
表－3.2.4.1 解析ケース一覧・・・・・・・・	61
表－3.3.1.1 坑道掘削後の変位・・・・・・・・	62
表－4.1.1 事前調査数量一覧・・・・・・・・	84
表－4.1.2.1 孔内壁面観察結果・・・・・・・・	86
表－4.1.2.2 ボーリングコア観察結果・・・・・・・・	86

1. はじめに

岩盤内に立坑や水平坑道などの空洞を掘削すると、岩盤の変形性や透水性などの力学的・水理学的特性が変化する領域（掘削影響領域）が空洞周辺に発生すると考えられる。

動力炉・核燃料開発事業団（以下「事業団」という。）では、空洞掘削に伴う周辺岩盤の力学的・水理学的特性の変化の程度やその範囲を調査・計測し、数値解析や室内試験を含めた評価を行って、掘削影響領域内で発生している現象を理解するための影響評価試験を実施してきた。

掘削影響評価試験は、昭和62年度以降、事業団所有の東濃鉱山の北延NATM坑道および第2立坑を掘削し、取得された調査・試験データを評価することにより行われた。その結果、空洞周辺に発生する掘削影響領域の範囲や掘削影響に関係する要因が明らかになった。

これらの研究では、坑道掘削に発破工法を使用しており、掘削影響は主として発破に伴う岩盤の損傷により発生したことが明らかとなっている。これに対し、発破工法に比べ岩盤への損傷が小さいとされている機械掘削により坑道を掘削し、掘削に伴う影響を発破工法の場合と比較した上で評価することは地下施設の設計・建設や安全性評価を行う上で重要である。

本研究では、平成7年度に予定されている機械掘削に先立ち、影響評価試験の事前調査および事前解析を昨年度に引き続き実施した。事前調査内容は、室内試験、孔内壁面観察、岩盤内変位計の設置と初期値計測である。また、既存データおよび今回の事前調査により取得されたデータに基づき、坑道掘削時の岩盤挙動を予測するための事前解析を行った。事前解析では、解析結果（岩盤内変位や局所安全係数の分布等）に対する岩盤構造、初期応力、掘削影響領域の存在の影響を検討した。

これらの事前調査を整理・分析し、坑道掘削前の岩盤の力学特性、亀裂状態、地層構造を把握した。また、事前解析により坑道掘削時の応力状態や変位を予測した。最後に、坑道の機械掘削を行った後の事後調査および事後解析に関する計画について検討した結果をまとめた。

2. 事前調査

2.1 調査概要

平成7年度に予定されている坑道の機械掘削に先立ち、掘削前の事前調査として図-2.1.1.1に示す計測坑道（高さ3m、幅3m）において以下に示す調査・試験を行った。調査・試験項目および数量は表-2.1.1.1に示すとおりである。

(1)孔内壁面観察

(2)岩盤内変位計の設置および計測

(3)室内透水試験

孔内壁面観察は、図-2.1.1.1に示すMD-1孔およびMD-2孔のボーリング孔に対し実施された。その後、MD-1孔には多段式地中変位計を、MD-2孔にはスライディングマイクロメータを設置し、初期値を計測した。また、室内透水試験はMD-1孔のコアより採取した供試体を用いて実施した。

表-2.1.1.1 調査・試験項目および数量

調査・試験項目	方法	数量
孔内壁面観察	カメラ方式	24m（12m×2孔）
岩盤内変位測定	多段式地中変位計	6点
	スライディングマイクロメータ	12点
室内透水試験	トランジェントパルス法	1供試体

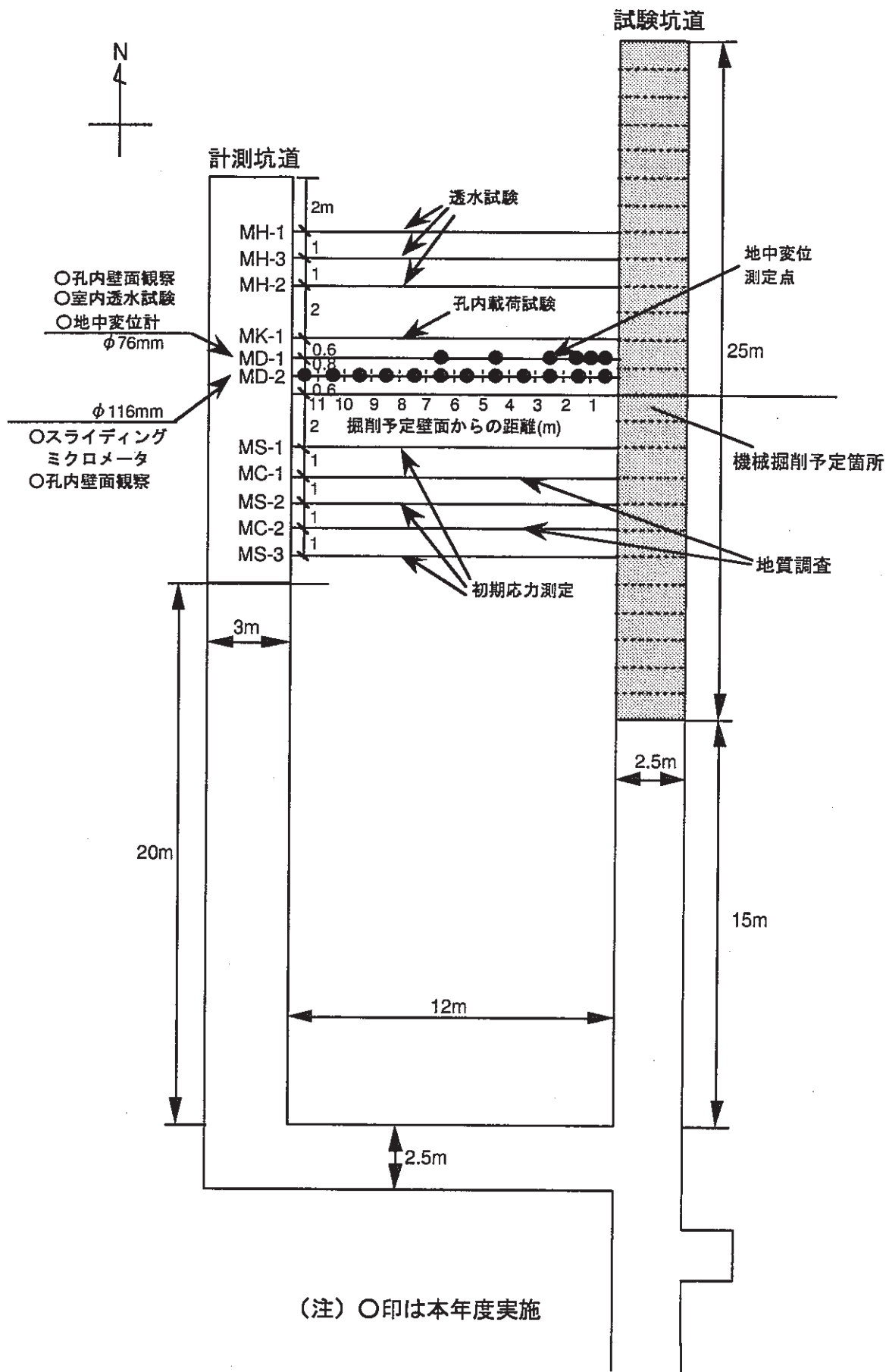
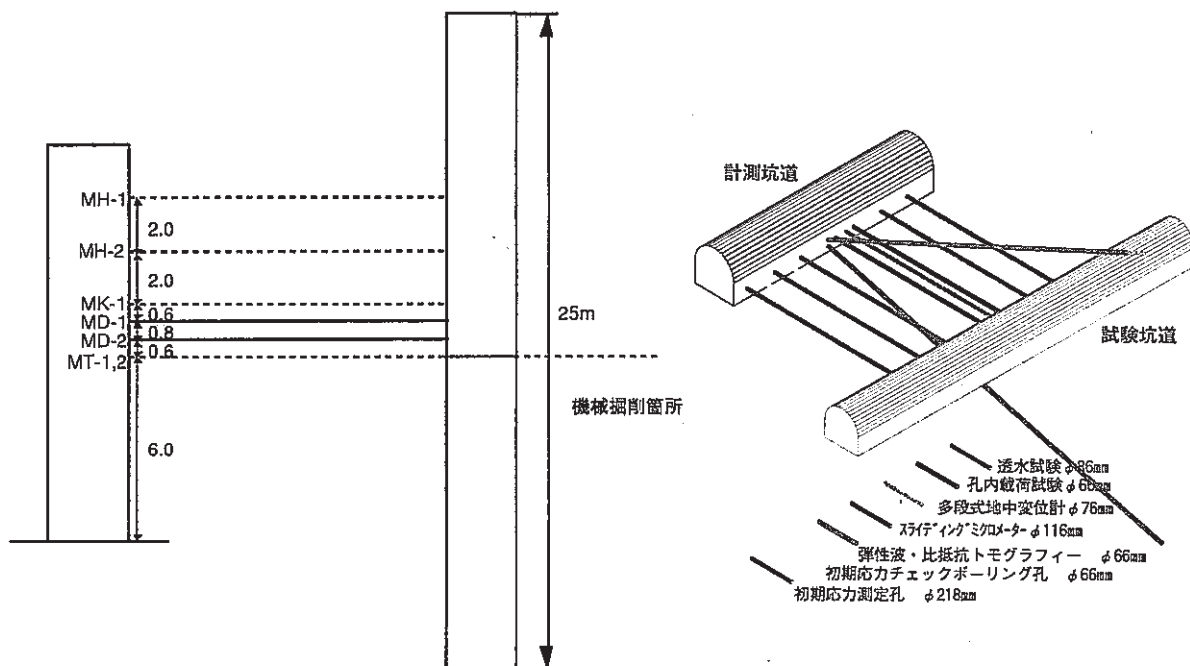


図-2.1.1.1 調査・試験位置図

2.2 孔内壁面観察

2.2.1 目的

本観察の目的は、地中変位計を設置する試錐孔（MD-1,2孔：L=12.0m）のき裂、岩相等の分布の情報を取得することである。試錐孔位置を図－2.2.1.1に、調査数量を表－2.2.1.1に示す。



図－2.2.1.1 調査位置

表－2.2.1.1 調査数量

孔番名称	調査数量	備考
MD-1	0.00～11.75m	φ 76mm 水平孔 上向き1°
MD-2	0.00～11.47m	φ 76mm 水平孔 上向き1°
合計	23.22m	

2.2.2 測定・解析方法

(1) 観察装置

観察装置には、平成5年度の事前調査と同様にBIP（Borehole Image Processing）システムを用いた。BIPシステムは、図-2.2.2.1に示す現場システムと、図-2.2.2.2に示す解析システムから構成される。

現場システムは、コーン型反射鏡とテレビカメラを内蔵したゾンデ、複合ケーブル、ウィンチ、画像処理記録ユニット、2連モニタ、バックアップVTR装置から構成される。また、解析システムは、解析用コンピュータ、大容量外部記録ユニット、ハードコピーユニット、データ出力装置および専用の解析ソフトウェアから構成される。機器の諸元を表-2.2.2.1に示す。

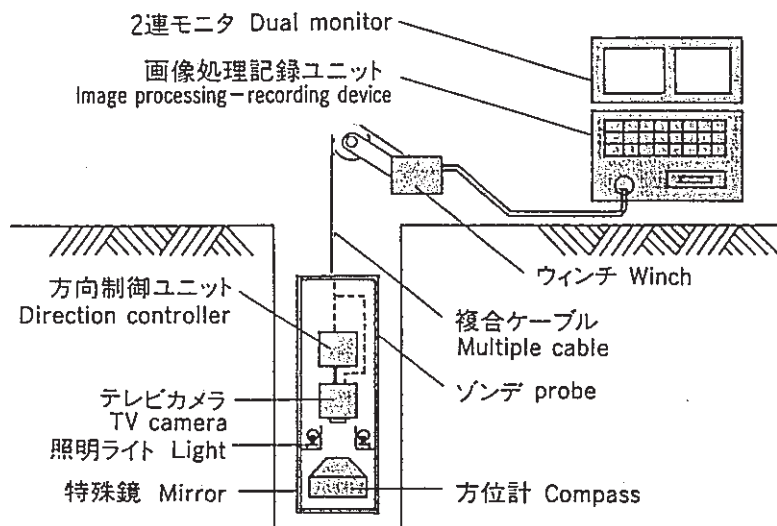


図-2.2.2.1 現場システム

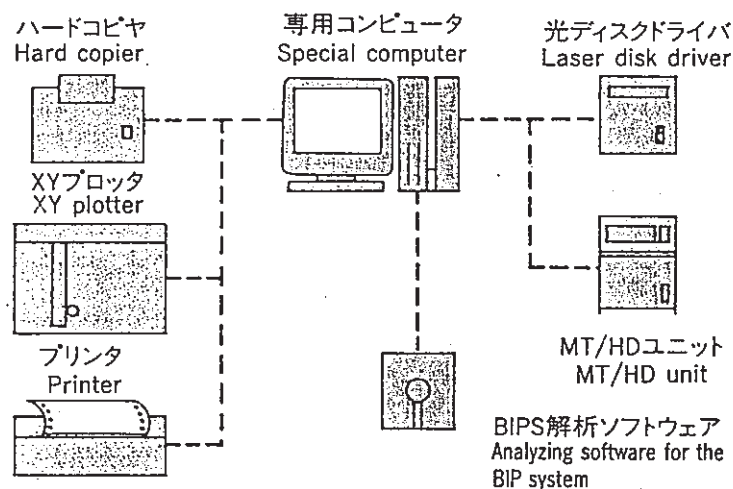


図-2.2.2.2 解析システム

表-2.2.2.1 機器諸元 (BIP解析システム)

現場システム			
機器名称	形式・メーカー名	機能・細目	規格／その他
ゾンデ	レアックス	カラーカメラ	1/2インチCCD撮像素子38万画素 Y/C映像信号出力
		照明ランプ	DC-12V駆動
		方位計	磁気コンパス
水平ジャッキ	レアックス	ゾンデ水平送り 深度同期信号発生	手動ワイヤーウィンチ オムロンE6C・CWZ5C・F
画像展開処理装置	レアックス	画像展開処理装置 プローブ制御回路 磁気テープドライブ	AC100V駆動 テイアックMT-2ST/45S
モニタ	ビクター	10インチモニター	
複合12芯ケーブル	レアックス	映像／電力複合同軸	映像：2.50-2V同軸
ビデオデッキ	ビクター	VHS	6インチモニター付属
室内システム			
機器名称	形式・メーカー名	機能・細目	規格／その他
32ビットパソコン	レアックス	32ビットCPU／ クロック66MHz 60メガテープドライブ 3.5' 光磁気ドライブ 540メガハードディスク	タワー型IBM-AT互換機 インテル80486 テイアックMT-2ST/45S 128メガバイト片面型 2.5インチハーフハイト
CRTモニタ	マグインストロン		15インチ
写真撮影用機器	AVIO	マルチスキャンハードコピー	35mmスチルフィルム (ISO100) ポラロイドカラーフィルム

(2) 観察方法

ゾンデをボーリングロッド先端に装着し、手動ワイヤーウインチを用いて所定のボーリング孔内に漸次押し込み、孔壁の観察を行った。この時、ウインチからの同期信号をもとに、画像展開処理装置で連続した展開画面を再構成し、磁気テープにデジタル記録した。また、孔壁全周画像および展開画像をVTRに録画した。

得られた画像データは、室内システムによって壁面のプリント出力とき裂情報の抽出を行った。き裂の走向／傾斜、形状、開口幅は、孔壁面の展開画像をモニタ表示し、画像上でそれぞれ求めた。(図-2.2.2.3参照)

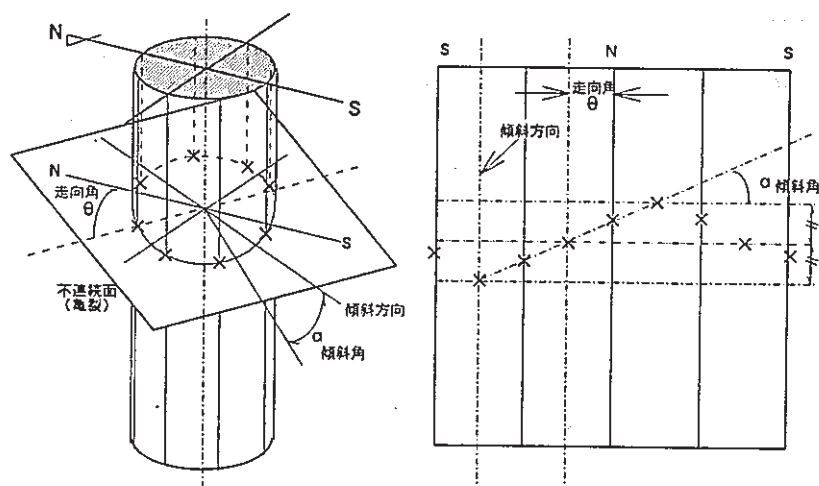


図-2.2.2.3 き裂の展開例

展開画像からのき裂の情報抽出は、パソコンのモニタ上で行うため、分解能はA/D変換精度や表示解像度に影響される。展開画像は、パソコンモニタ上で横360×縦400ドットで表示する。したがって、展開画像の分解能は、MD-1孔で横0.66 (mm/dot)、MD-2孔で横1.01 (mm/dot) である。(表-2.2.2.2)

表-2.2.2.2 展開画像の分解能

	横方向ドット数 (dot)	横方向分解能 (mm/dot)	画面表示幅 (cm)	縦方向ドット数 (dot)	縦方向分解能 (mm/dot)
MD-1孔 (φ=76mm)	360	0.66	20	400	0.50
MD-2孔 (φ=116mm)	360	1.01	20	400	0.50

横方向分解能 ($\phi \times \pi / 360$) MD-1孔: $76 \times \pi / 360 = 0.66$ 、MD-2孔: $116 \times \pi / 360 = 1.01$

縦方向分解能 (画面表示幅/400) : $200/400 = 0.50$

また、き裂の卓越方向を下半球投影法によるシュミットネット (等面積投影) を用いて評価した。

2.2.3 観察結果と考察

ボーリング孔の孔壁展開図から、き裂を抽出し、まとめたものが表－2.2.3.1である。表中、ボーリング孔毎に、き裂の走向／傾斜の卓越極と出現頻度を示した。観察結果をボーリング孔別に要約する。なお、詳細な展開図は資料集にまとめた。

表－2.2.3.1 観察結果一覧

孔番名称	MD-1		
観察長	11.75(m)		
	①開口き裂	②ヘアークラック	③全体 (①+②)
き裂本数	3本	27本	30本
出現頻度	0.3 (本/m)	2.3 (本/m)	2.6 (本/m)
走向傾斜の卓越極	N7E83E	N6E74E	N6E76E

孔番名称	MD-2		
観察長	11.47(m)		
	①開口き裂	②ヘアークラック	③全体 (①+②)
き裂本数	4本	13本	17本
出現頻度	0.4 (本/m)	1.1 (本/m)	1.5 (本/m)
走向傾斜の卓越極	N6W78E	N22E72E	N13E72E

表中 開口幅1mm以上のものを開口き裂と称した

開口幅1mm未満のものをヘアークラックと称した

(1) 観察結果

(a) 壁面状況

孔内壁面観察結果から、壁面状況を以下にまとめる。なお、文中における深度とは、計測坑道壁面からの距離を示している。

MD-1孔

- ・コア観察（事業団殿 実施）で確認されている、砂質泥岩と礫岩の層理面が深度3.3m近辺から低角度（N14E11E）で現れた。
- ・全孔で30本のき裂が認められた。
- ・コア観察結果と孔内壁面観察結果から孔内の岩相は以下のように判断できる。
 深度0.0～3.2m：固結度が高く、細粒である。（コア観察から泥岩に相当）
 深度3.2～5.5m：粗粒で、礫質である。（コア観察から礫岩に相当）
 深度5.5～7.5m：粗粒と細粒な岩相が断続的に分布している。
 （コア観察から礫岩と粗粒砂岩に相当）

深度7.5～10.0m：粗粒で、礫質である。（コア観察から礫岩に相当）

深度10.0～10.5m：固結度が低く、粗粒で礫質である。（コア観察から礫岩に相当）

深度10.5～11.8m：粗粒で、礫質である。（コア観察から礫岩に相当）

MD-2孔

- ・コア観察（事業団殿 実施）で確認されている、細粒砂岩と礫岩の層理面が深度5.8m近辺から低角度（N29E26E）で現れた。
- ・全孔で17本のき裂が認められた。
- ・コア観察結果と孔内壁面観察結果から孔内の岩相は以下のように判断できる。

深度0.0～0.9m：粗粒で、礫質である。（コア観察から礫岩に相当）

深度0.9～5.4m：固結度が高く、細粒である。（コア観察から泥岩に相当）

深度5.4～5.8m：粗粒と細粒な岩相が断続的に分布している。

（コア観察から礫岩と粗粒砂岩に相当）

深度5.8～6.2m：粗粒で、礫質である。（コア観察から礫岩に相当）

深度6.2～10.4m：固結度が低く、粗粒で礫質である。（コア観察から礫岩に相当）

深度10.4～10.8m：粗粒で、礫質である。（コア観察から礫岩に相当）

深度10.8～11.3m：固結度が低く、粗粒で礫質である。（コア観察から礫岩に相当）

深度11.3～12.0m：粗粒で、礫質である。（コア観察から礫岩に相当）

以上から、孔内壁面観察および事業団殿が実施したコア観察結果から、MD-1孔、MD-2孔において礫岩、泥岩および砂岩が分布していることが確認できた。

(b) き裂の卓越方向

各ボーリング孔で観察されたき裂の方向分布を図-2.2.3.1、2に示した。なお、図中ではき裂を開口幅によって開口き裂（開口幅1mm以上）、ヘアークラック（開口幅1mm未満）の2つに分けて整理した。

MD-1孔

- ・観察されたき裂の卓越方向は、全体：N6E76E、開口き裂：N7E83E ヘアークラック：N6E74E であった。

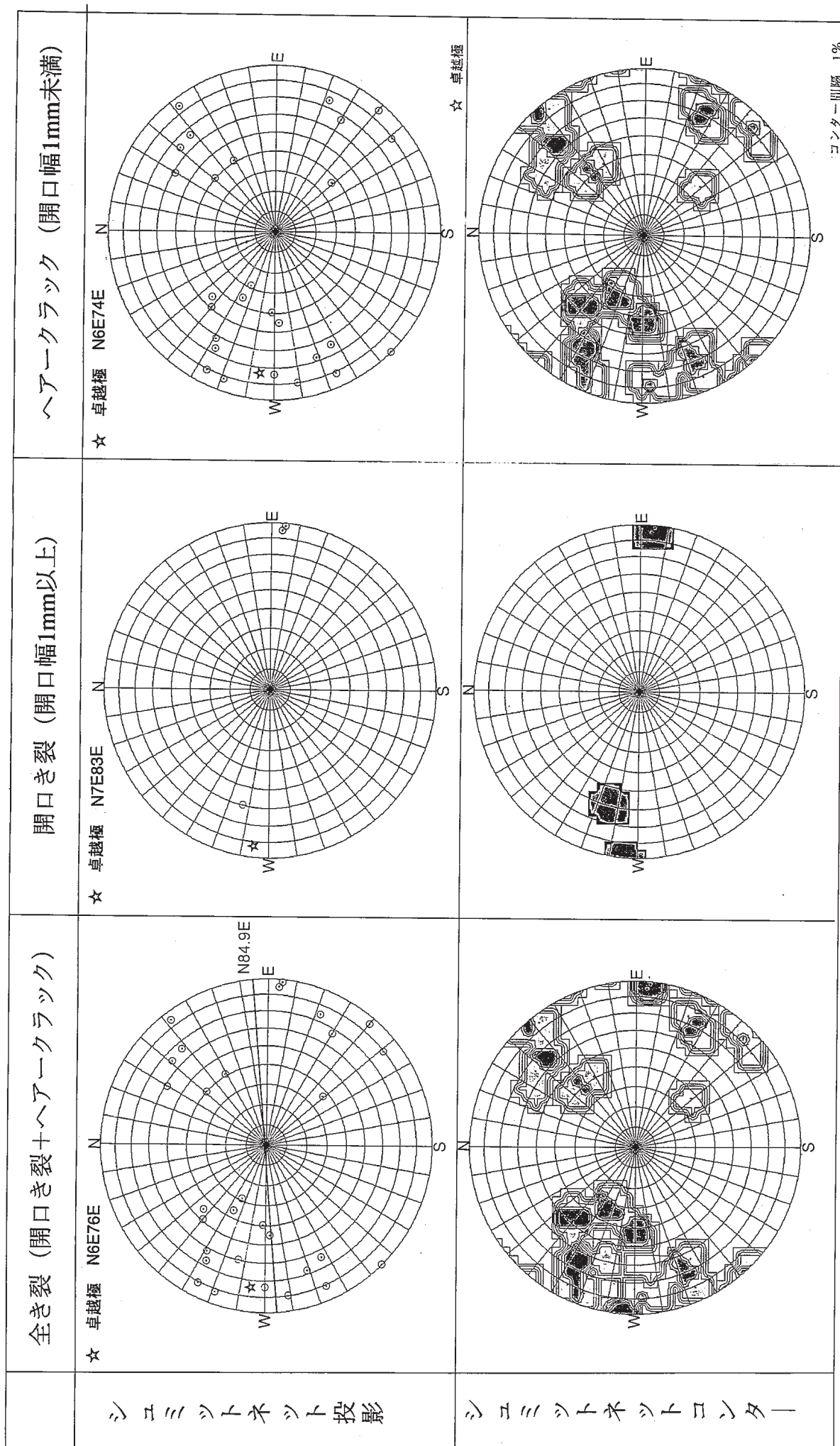


図-2.2.3.1 き裂極密度分布 (シユミットネット) MD-1孔

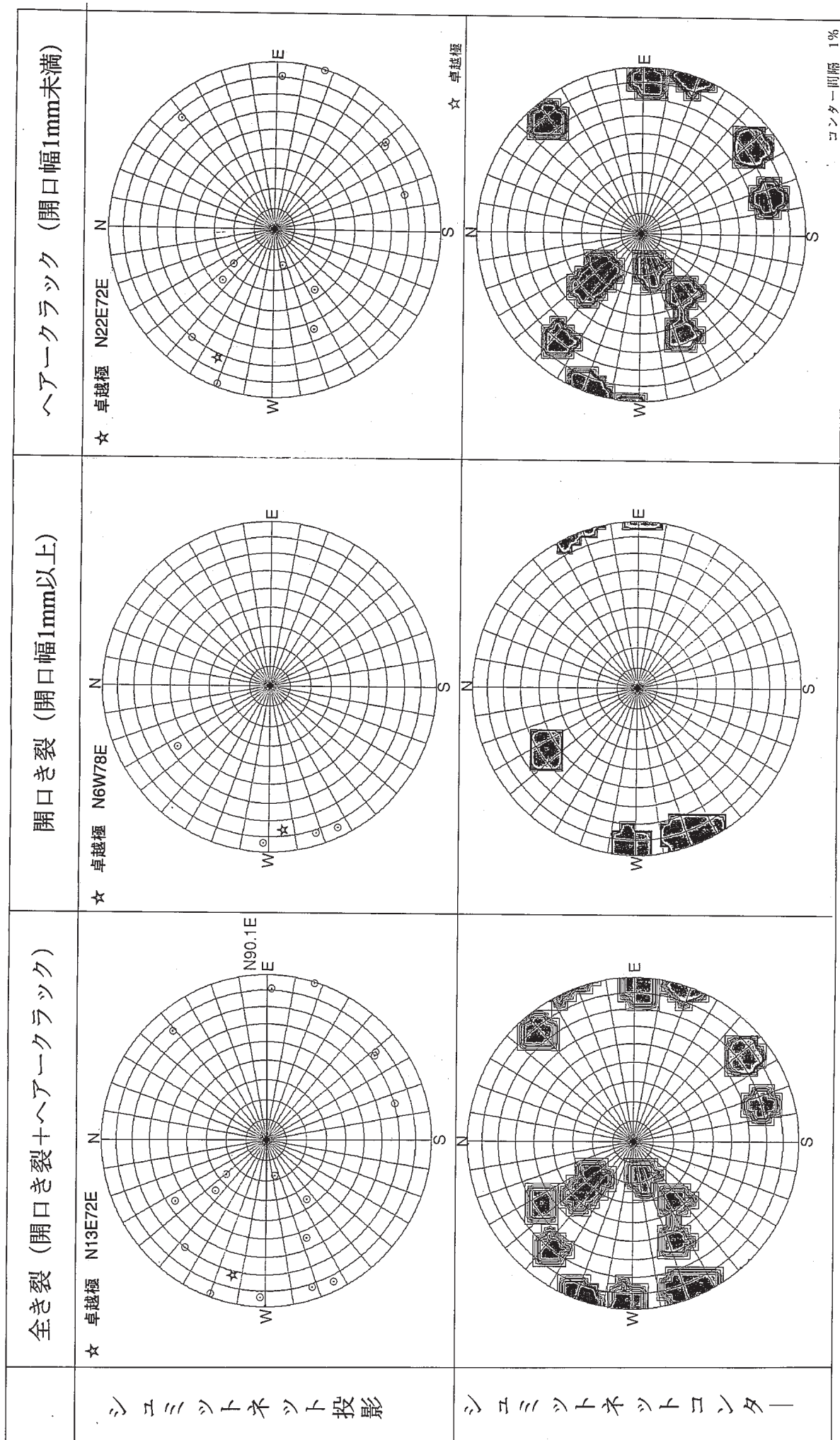


図-2.2.3.2 き裂極密度分布 (シユミットネット) MD-2孔

MD-2孔

- ・観察された全き裂の卓越方向は、全体：N13E72E、開口き裂：N6W78E　へ
　　アークラック：N22E72Eであった。

また、図中にはボーリング孔軸方向を示した。（MD-1:N84.9E,MD-2:N90.1E）
これから、観察されたき裂とボーリング孔軸方向はほぼ直交していることが分かる。
また、今回の孔内壁面観察ではボーリング孔軸方向の走向を持つき裂や水平き裂の観察が困難なため、観察結果に影響を与えている可能性がある。

(c) き裂の出現頻度

ボーリング深度方向毎のき裂の出現頻度分布図を図－2.2.3.3、4に示す。

MD-1孔

- ・観察されたき裂の出現頻度は、全体：1.5（本/m）　開口き裂：0.4（本/m）
　　へアークラック1.1（本/m）であった。

MD-2孔

- ・観察されたき裂の出現頻度は、全体：2.6（本/m）　開口き裂：0.3（本/m）
　　へアークラック2.3（本/m）であった。

図から、両孔で開口き裂のほとんどが、計測坑道の近傍（深度0.0～2.0m）で観察されていることが分かる。全長に対する観測長の割合と比較してき裂頻度が高いことが分かる。

表－2.2.3.2　計測坑道近傍における開口き裂出現頻度

	観測長（m）/全長		開口き裂頻度		全き裂頻度	
MD-1孔	2.0/11.72	17.0%	2本/3本	66.7%	7本/30本	23.3%
MD-2孔	2.0/11.47	17.4%	4本/4本	100.0%	7本/17本	41.2%

この原因として、計測坑道掘削による影響が考えられる。

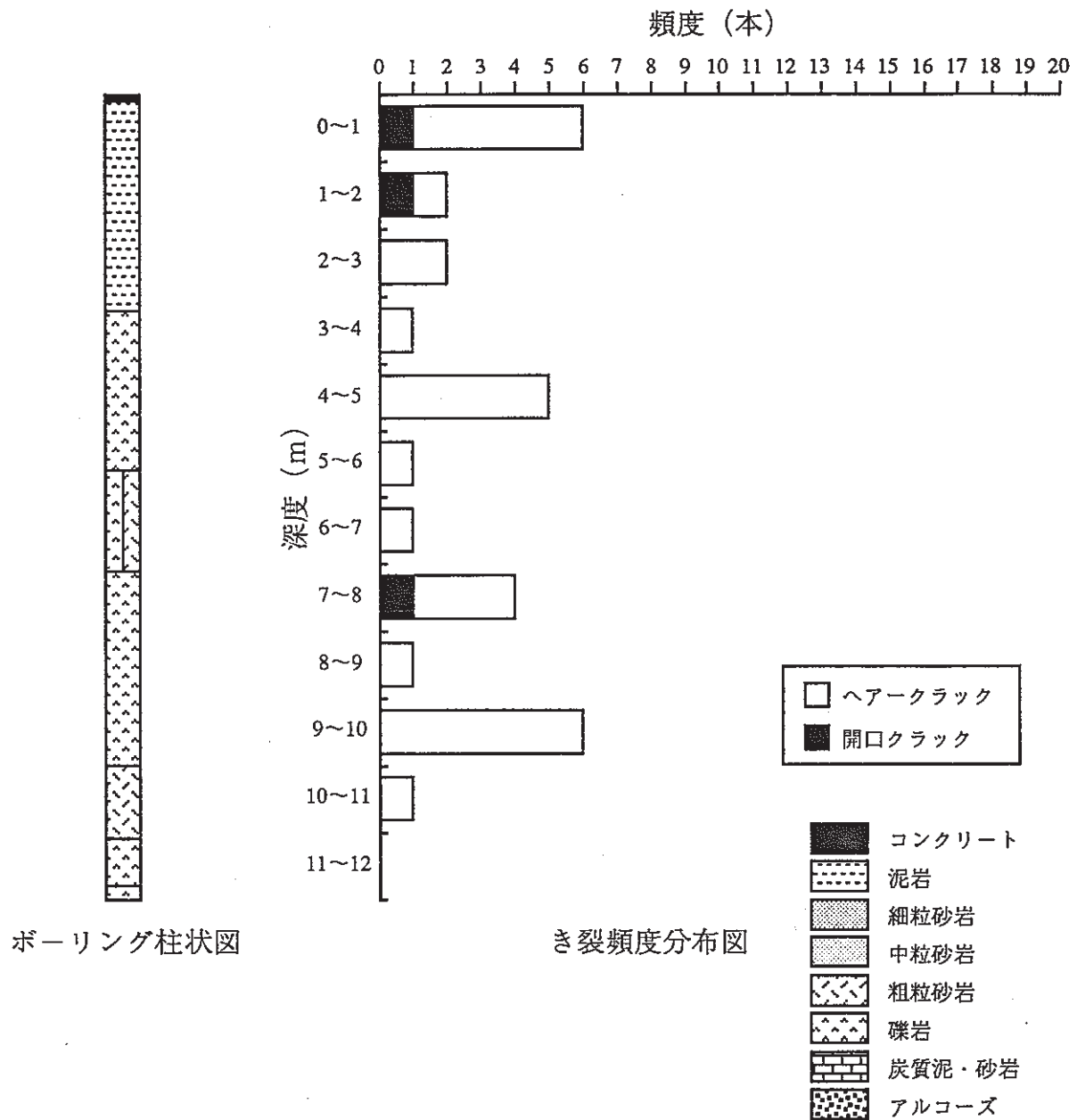


図-2.2.3.3 孔内壁面観察き裂頻度分布図 (MD-1)

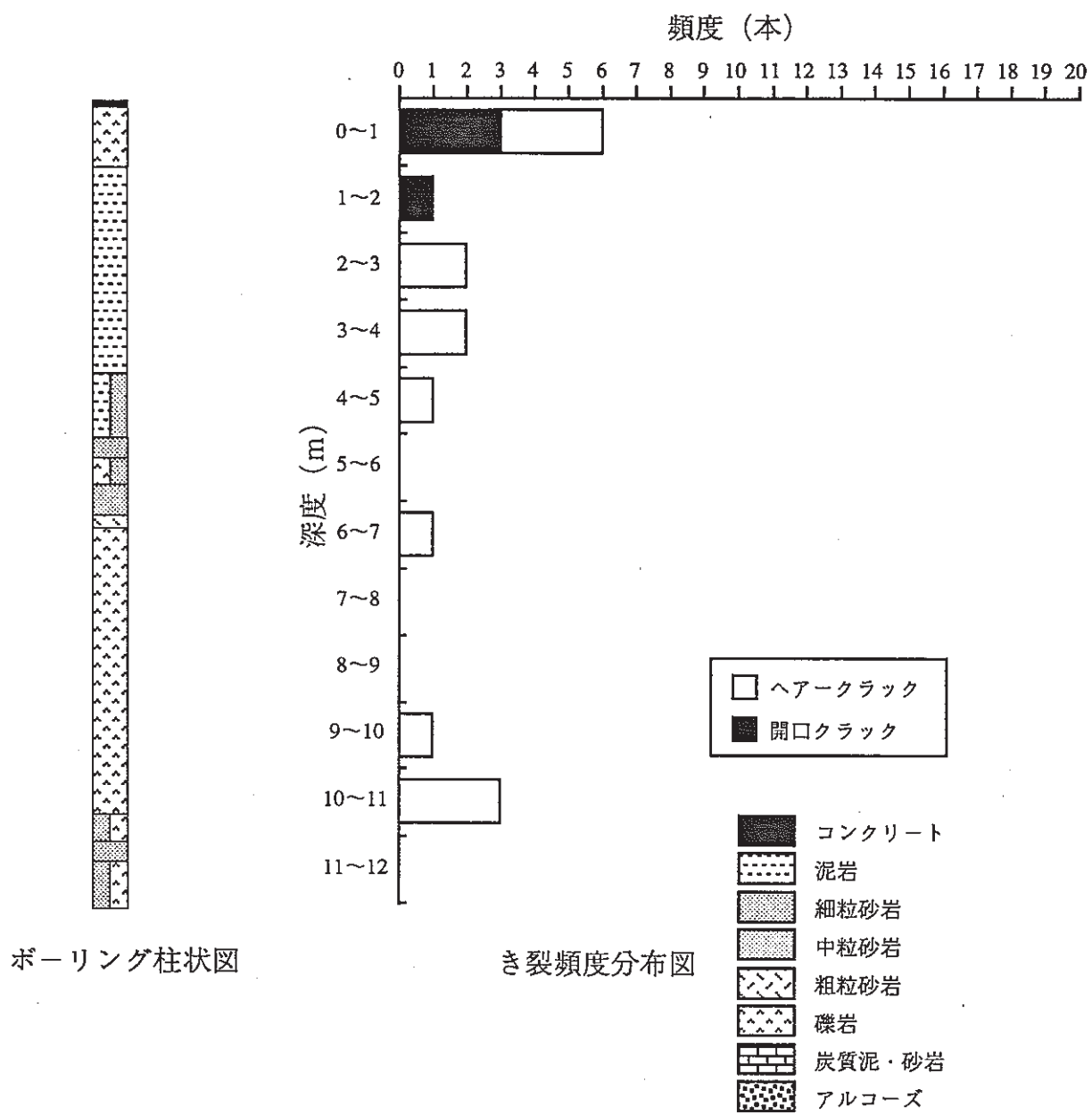


図-2.2.3.4 孔内壁面観察き裂頻度分布図 (MD-2)

(2) 考察

ここでは、MD-1孔、MD-2孔のき裂の出現頻度の相違と、孔内壁面観察結果とコア観察結果の相違について考察する。

(a) き裂出現頻度の相違

近接（離間距離：0.8m）して削孔されたMD-1孔とMD-2孔の孔内壁面観察結果において、き裂の出現頻度に両者で差が生じたこと（MD-1孔：1.5本/m、MD-2孔：2.6本/m）について考察する。

き裂観察結果に影響する要因として次の項目が考えられる。

- ・ 孔内の地質（礫質の場合き裂を観測するのが困難）
- ・ 固結度（固結度が低い場合、き裂を観察するのが困難、固結度が高い場合、ヘアークラック等の密着き裂の観察が困難）
- ・ ボーリング施工条件（掘進速度、機械振動によって人工き裂が発生）
- ・ 孔内観察の分解能（ボーリング孔径が大きくなると分解能が低下する）

事業団殿が作成したボーリングコア観察結果から、地質構成比を図－2.2.3.5に示す。泥岩・細粒砂岩を細粒グループ、その他を粗粒グループと仮定すると、

MD-1孔：細粒43% 粗粒57%

MD-2孔：細粒56% 粗粒44%

となり、MD-2孔の方がMD-1孔と比較して細粒分が多いが、地質構成では両ボーリング孔間では大きな相違がないといえる。

コア形状構成比を図－2.2.3.6に示す。I～IIIを細粒グループ、IV以上を粗粒グループと仮定すると、

MD-1：細粒77% 粗粒23%

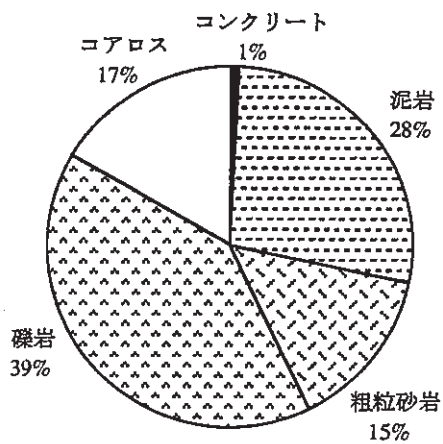
MD-2：細粒83% 粗粒17%

となり、MD-2孔の方がMD-1孔と比較して若干細粒分が多いが、固結度は両ボーリング孔間では大きな相違がないといえる。

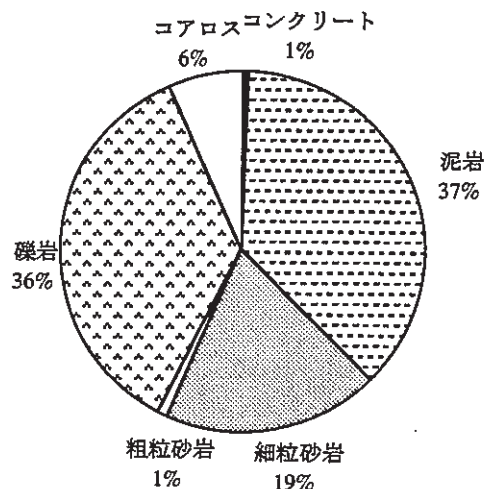
したがって、両者間に生じたき裂出現頻度の差はボーリング施工条件、孔内壁面観察の分解能の差が考えられる。

(b) 孔内壁面観察とコア観察の相違

各孔のボーリングコア柱状図、コア形状図、コア観察によるき裂位置図、孔内壁面観察によるき裂位置図を示す。（図－2.2.3.7,8）

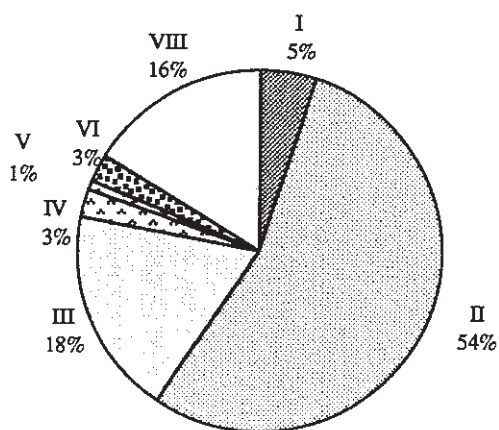


MD-1

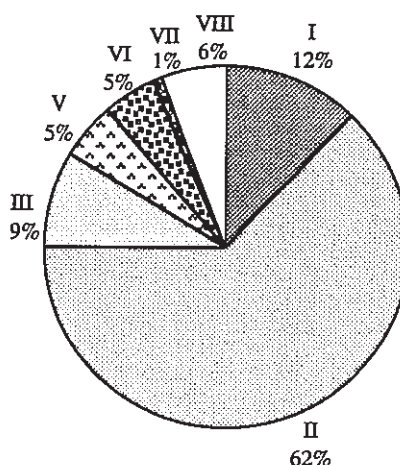


MD-2

図-2.2.3.5 ボーリングコア地質構成比



MD-1

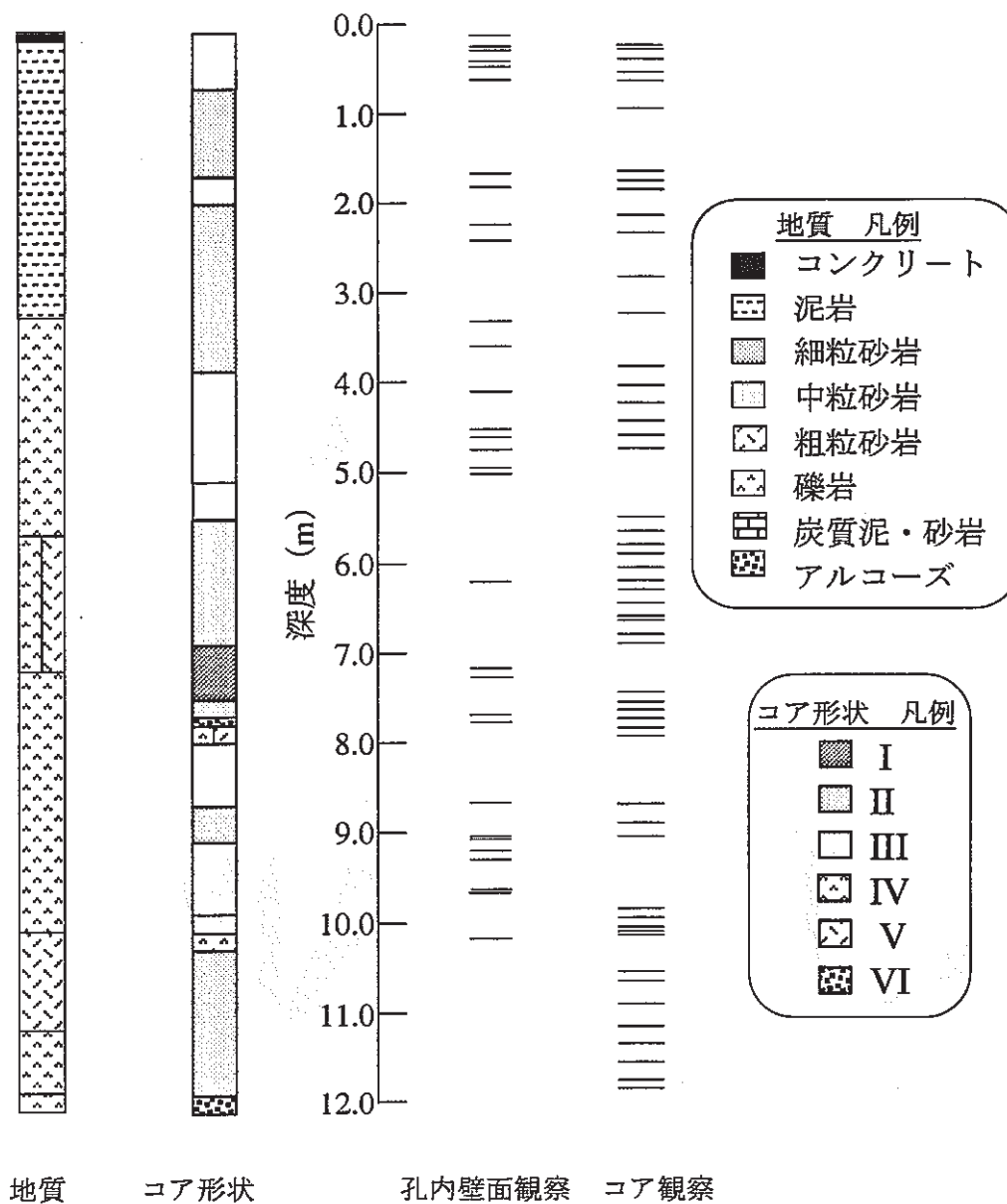


MD-2

コア形状区分判定表

記号	模式図	コア形状
I		長さが50cm以上の棒状コア。
II		長さが50～15cmの棒状コア。
III		長さが15～5cmの棒状～片状コア。
IV		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認められるもの。
V		主として角礫状のもの。
VI		主として砂状のもの。
VII		主として粘土状のもの。
VIII		コアの採取ができないもの。スライムも含む。(記事欄に理由を書く)

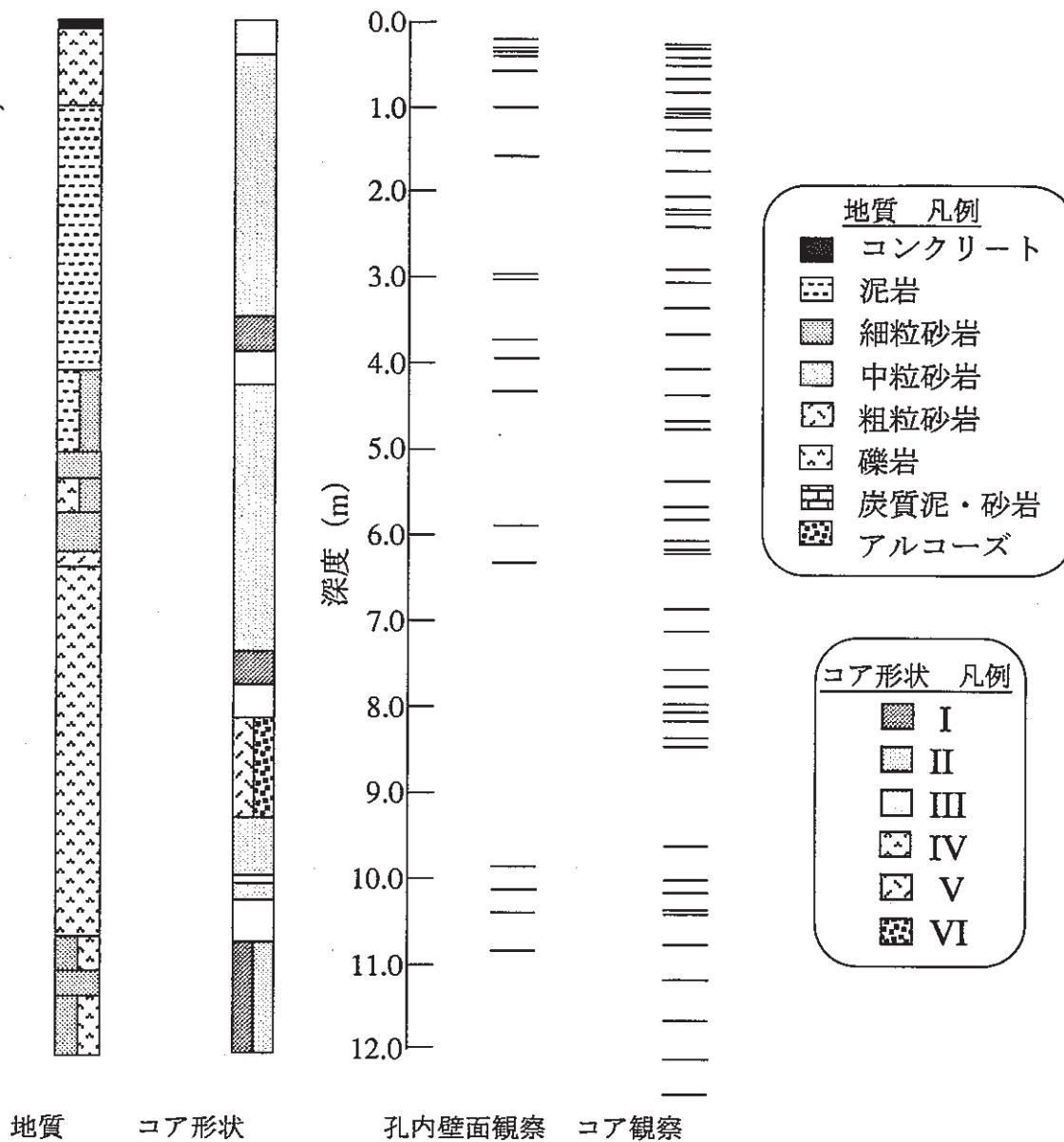
図-2.2.3.6 ボーリングコア形状構成比



コア形状区分判定表

記号	図式	コア形状
I		長さが50 cm以上の棒状コア。
II		長さが50～15 cmの棒状コア。
III		長さが15～5 cmの棒状～片状コア。
IV		長さが5 cm以下の棒状～片状コアでかつコアの外型の一部が認められるもの。
V		主として角礫状のもの。
VI		主として砂状のもの。
VII		主として粘土状のもの。
VIII		コアの採取ができないもの。スライムも含む。(記事欄に理由を書く)

図-2.2.3.7 孔内壁面観察～コア観察比較図 (MD-1)



コア形状区分判定表

記号	模 式 図	コ ア 形 状
I		長さが50cm以上の棒状コア。
II		長さが50～15cmの棒状コア。
III		長さが15～5cmの棒状～片状コア。
IV		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認められるもの。
V		主として角礫状のもの。
VI		主として砂状のもの。
VII		主として粘土状のもの。
VIII		コアの採取ができないもの。スライムも含む。(記号欄に理由を書く)

図-2.2.3.8 孔内壁面観察～コア観察比較図 (MD-2)

MD-1孔（図－2.2.3.7）

- ・コア観察で確認されたき裂は55本、孔内壁面観察で確認されたき裂は29本であった。
- ・コア形状II（深度5.4m～6.8m、10.3m～11.8m）の箇所では、孔内壁面観察でき裂が1本しか観察されていないのに対してコア観察では20本確認されている。

MD-2孔（図－2.2.3.8）

- ・コア観察で確認されたき裂は49本であった。
- ・孔内壁面観察で確認されたき裂は17本であった。
- ・コア形状II（深度0.3m～3.4m、4.2m～7.3m）の箇所では、孔内壁面観察でき裂が9本しか観察されていないのに対してコア観察では28本確認されている。

孔内壁面観察とコア観察でき裂頻度に相違が生じた原因としては以下のことが考えられる。

- ・ヘアークラックの全てを孔内壁面観察では確認できなかった可能性がある。
- ・ボーリング掘進時の震動・衝撃によってボーリングコアにき裂が発生した。
- ・コア観察では、人工き裂と天然き裂の識別が困難であったために、き裂本数を孔内壁面観察よりも多く評価している可能性がある。

2.2.4 まとめ

ボーリング孔（MD-1,MD-2孔）においてBIPシステムによる孔内壁面観察を実施した。得られた結果をまとめると以下ようになる。

（１）コア観察で確認された層理面が低角度で現れた。

（MD-1孔：N14E11E MD-2孔：N29E26E）

孔内壁面観察およびコア観察結果から、MD-1孔、MD-2孔において礫岩、泥岩、砂岩が分布していることを確認した。

（２）開口幅1mm未満のき裂（ヘアークラック）は観察されたき裂総数の85%を占め、概ね走向は南北方向で傾斜は鉛直と推定された。ただし、観察孔の方向が観察結果に影響している可能性がある。

（３）MD-1孔とMD-2孔で得たき裂出現頻度が大きく異なった原因は、ボーリング施工条件、孔内壁面観察の分解能の相違が考えられる。

（４）ボーリングコア観察結果と孔内壁面観察結果を比較した結果、ボーリングコアの方がき裂が多数観察された。

原因としては、

①孔内壁面観察ではヘアークラックを全ては確認できなかった可能性がある。

②ボーリング掘進時の震動・衝撃によってボーリングコアにき裂が発生し、これをコア観察では識別できないために、き裂本数を多く評価している。

の２点が考えられる。

2.3 岩盤内変位計の設置および計測

2.3.1 目的

坑道掘削に伴う周辺岩盤の変形挙動を把握するため、岩盤内変位を測定する機器を設置し、初期値を計測した。計測に用いた機器は、地中変位計（(株)東亜測器製：EM-150-M型）およびスライディングマイクロメーター（スイス SOL EXPERTS製）である。

2.3.2 地中変位計の設置および計測

（1）測定装置

地中変位計の概要を図－2.3.2.1に示す。この地中変位計は、1 ボーリング孔内に加圧式アンカーを固定し、坑壁面（固定フランジ）との相対変位を測定するものである。今回の調査では図－2.3.2.2に示すように6測定点（機械掘削予定坑道壁面からの深度：0.5,1.0,1.5,2.5,4.5,6.5m）を設置した。このうち、5点は、スライディングマイクロメーターによる計測値と比較するため、同じ深度に設置した。

（2）設置方法

地中変位計の設置は以下のように行った。（図－2.3.2.3）

①計測坑道から試験坑道の方角へ直角に削孔する。（MD-1孔：上向き+1°）

削孔のレベルはスプリングラインとした。（事業団殿 実施）

②孔内の削孔時の残留物を取り除き、孔壁を荒さないように地中変位計を静かに挿入する。

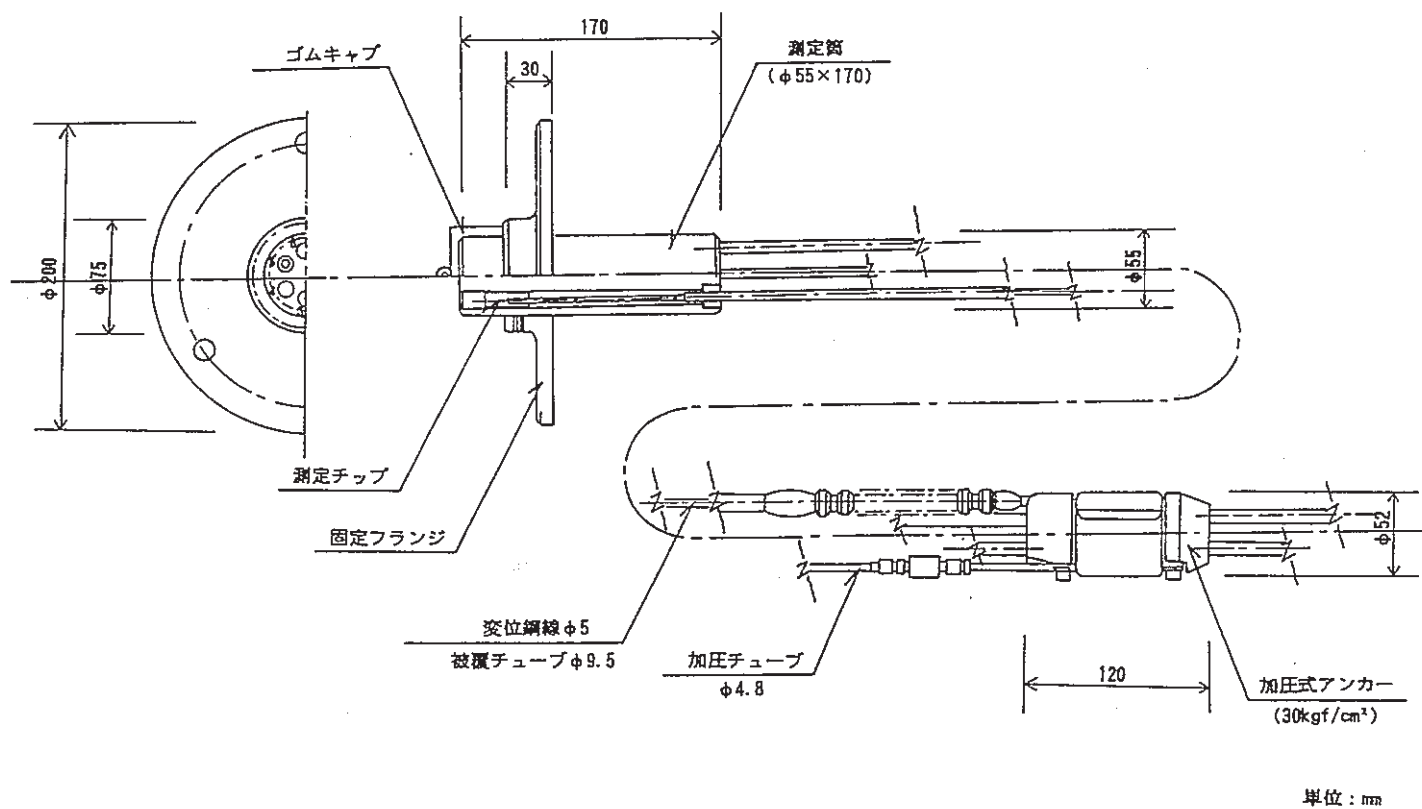
③加圧ホースをポンプに接続し、最深部より順次加圧してアンカーを固定する。

④フランジの背面や周辺部をモルタルで充填、固定する。

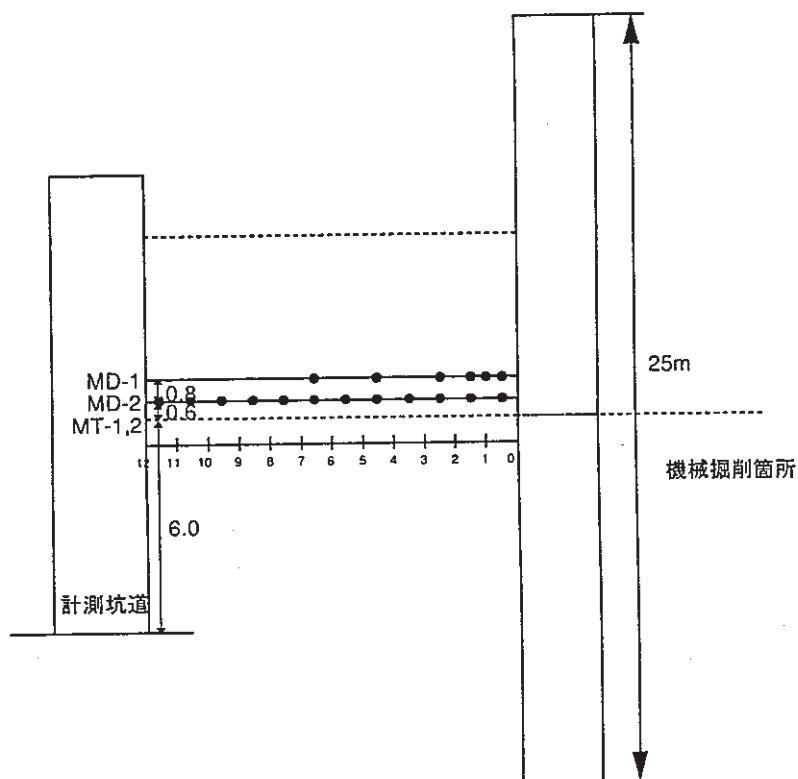
（3）測定方法

各測定点の変位量は、図－2.3.2.1に示す測定筒内の測定チップの動きをデジマチックノギスで測定する。測定に当たっては、ノギスのアタッチメントをフランジの基準面に完全に押えつけ、傾きや接触面での遊びが生じないようにする。ノギス可動部先端と測定チップが接触するまでノギス可動部を動かし、その時の表示を読み取る。計測に用いたノギスは、1/100mmまでデジタル表示できる。

今回の測定では精度向上のため、一つの測定点について3回以上、計測し測定値を得た。



図－2.3.2.1 地中変位計 概要図



図－2.3.2.2 岩盤内変位の計測点 平面図

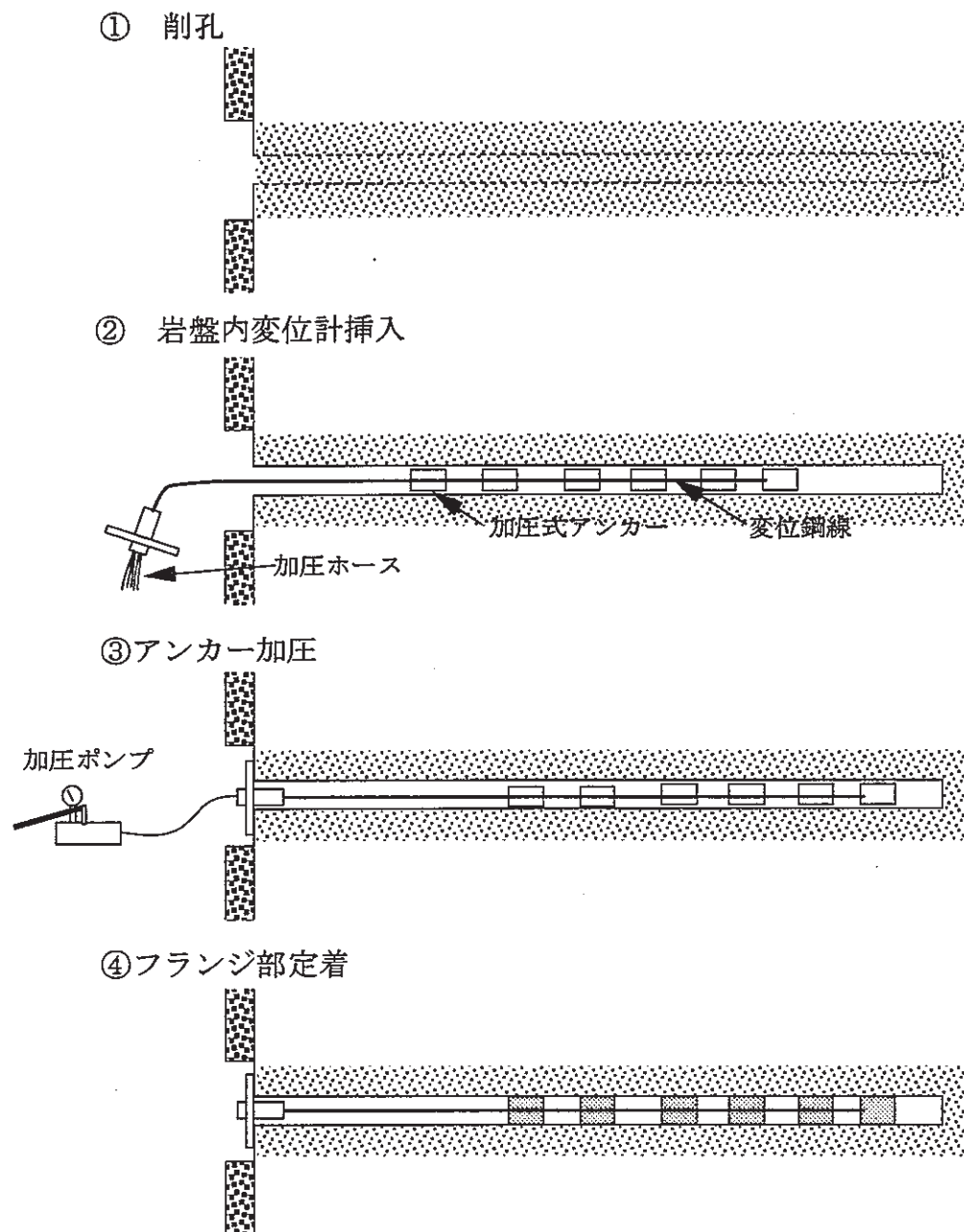


図-2.3.2.3 地中変位計設置手順

(4) 測定結果

岩盤内変位の初期値を得るために、地中変位計による計測を機器の設置直後に1回、その2ヶ月後に1回の計2回実施した。計測結果を表-2.3.2.1に示す。

表-2.3.2.1 地中変位計計測結果

計測No.	計測区間	1回目 H6/12/26 (mm)	2回目 H7/2/13 (mm)
1 (試験坑道壁面から0.5m)	孔口～11.5m	15.44	15.48
			0.04
2 (試験坑道壁面から1.0m)	孔口～11.0m	16.35	16.45
			0.10
3 (試験坑道壁面から1.5m)	孔口～10.5m	16.05	16.15
			0.10
4 (試験坑道壁面から2.5m)	孔口～9.5m	15.42	15.41
			-0.01
5 (試験坑道壁面から4.5m)	孔口～7.5m	14.64	14.65
			0.01
6 (試験坑道壁面から6.5m)	孔口～5.5m	14.34	14.40
			0.06
-：縮み			計測値
+：伸び			増分値

No.1,4,5,6で得た計測値は測定誤差(0.1mm未満)内で変動し、ほぼ安定していると考えられる。ただし、No.2,3の計測値では測定誤差以上の変動が見られた。

ここでは、現段階で考えられるNo.2,3で測定誤差以上の計測値の変動が認められたことの要因を列挙する。

- ・計測孔が裸孔であり、No.2,3のアンカー付近の地山が地下水の浸出によって緩みが生じた。
- ・図-2.2.3.7に示した、ボーリングコア観察結果から、計測No.2は粗粒砂岩～礫岩の層境界に位置し、計測No.3はコア形状がIV～IIと変化する箇所である。これから、地質状況の悪い箇所にアンカーを設置したことにより、アンカーと地山のなじみによって測定誤差以上の値が計測された。

2.3.3 スライディングマイクロメーターの設置および計測

(1) 測定装置

スライディングマイクロメーターは、Kovari博士の考案による孔内変位計である。1.0mおきにメジャリングマークを装備した塩ビ製ケーシングを孔内に設置し、プローブをケーシング内に挿入しながら孔軸方向変位の測定を行うものである。スライディングマイクロメーターの概要を図-2.3.3.1に、その仕様を表-2.3.3.1に示す。

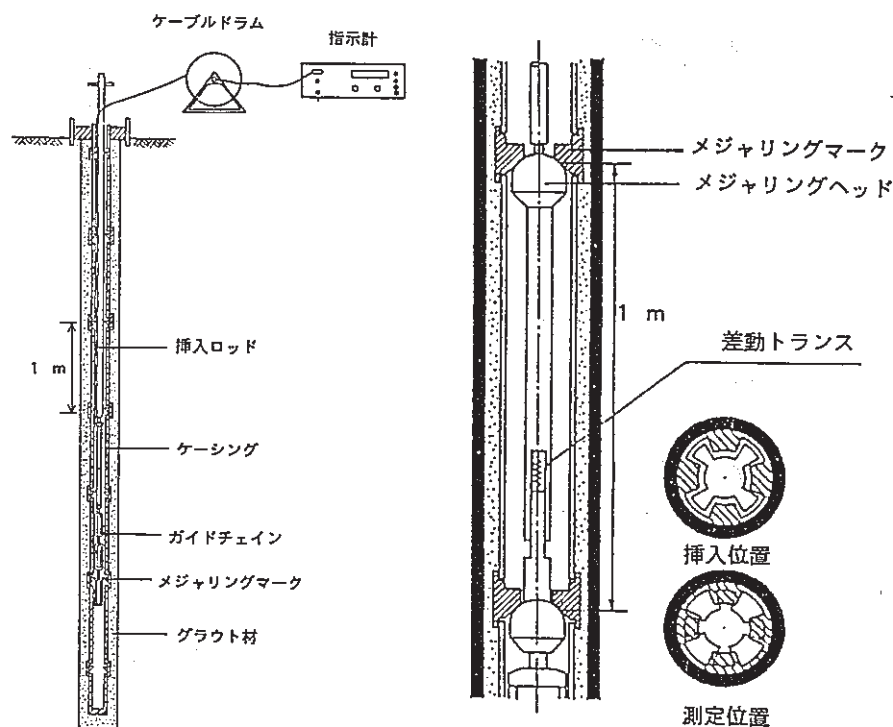


図-2.3.3.1 スライディングマイクロメーターの概要

表-2.3.3.1 スライディングマイクロメーターの仕様

項目	仕様	メーカー
ケーシング	ケーシング内径 最大 75mm 適用範囲 最小116mm	スイス SOL EXPERTS社
プローブ	プローブ基線長 1m 測定範囲 10mm (±5mm) 感度 1mあたり 1/1000mm	スイス SOL EXPERTS社
指示計	測定範囲 ±5mm 最小読み取り値 1/1000mm 表示 液晶ディスプレイ インターフェース RS-232C出力 電源 交流100Vまたは直流12V	応用地質(株)製

(2) 設置方法

スライディングマイクロメーターの設置は以下のように行った。(図-2.3.3.2)

①計測坑道から試験坑道の方角へ直角に削孔する。(MD-2孔：上向き+1°)を行う。削孔のレベルはスプリングラインとした。(事業団殿 実施)

②孔内の削孔時の残留物を取り除き、メジャリングマークを装備した塩ビ製ケーシングを挿入する。

③グラウトホースをポンプに接続し、ボーリング孔～ケーシング間にグラウトを注入する。使用したグラウトの配合は、岩盤の変位挙動にケーシングが追従できるように、岩盤の変形特性と同等の変形特性が得られるように設定した。

表-2.3.3.2にグラウト材の配合表を、表-2.3.3.3に同配合のグラウト材の室内試験結果を示す。

表-2.3.3.2 グラウト材配合表

普通セメント	珪藻土	膨張材	水	密度	練り上がり量
1	1.5	0.15	3.5	1.35	4.49リットル

表-2.3.3.3 グラウト材の室内試験結果 (3供試体の平均値)

養生期間	1週間	2週間	4週間	5週間
一軸圧縮強さ	2.61 (MPa)	3.79 (MPa)	4.59 (MPa)	5.13 (MPa)
変形係数	825 (MPa)	978 (MPa)	1186 (MPa)	1206 (MPa)

④ボーリング孔～ケーシング間にグラウトが完全に充填されたことをリターンパイプからのグラウトの流出で確認する。

(3) 測定方法

図-2.3.3.1に示したように岩盤内に埋設したケーシング内にプローブを挿入し、プローブの前後のメジャリングヘッドを1mおきのメジャリングマークに密着させた時の長さを差動トランスから読み取る。1回の測定では、精度向上のため、一ヶ所について数回測定し、最頻値を測定値として採用した。

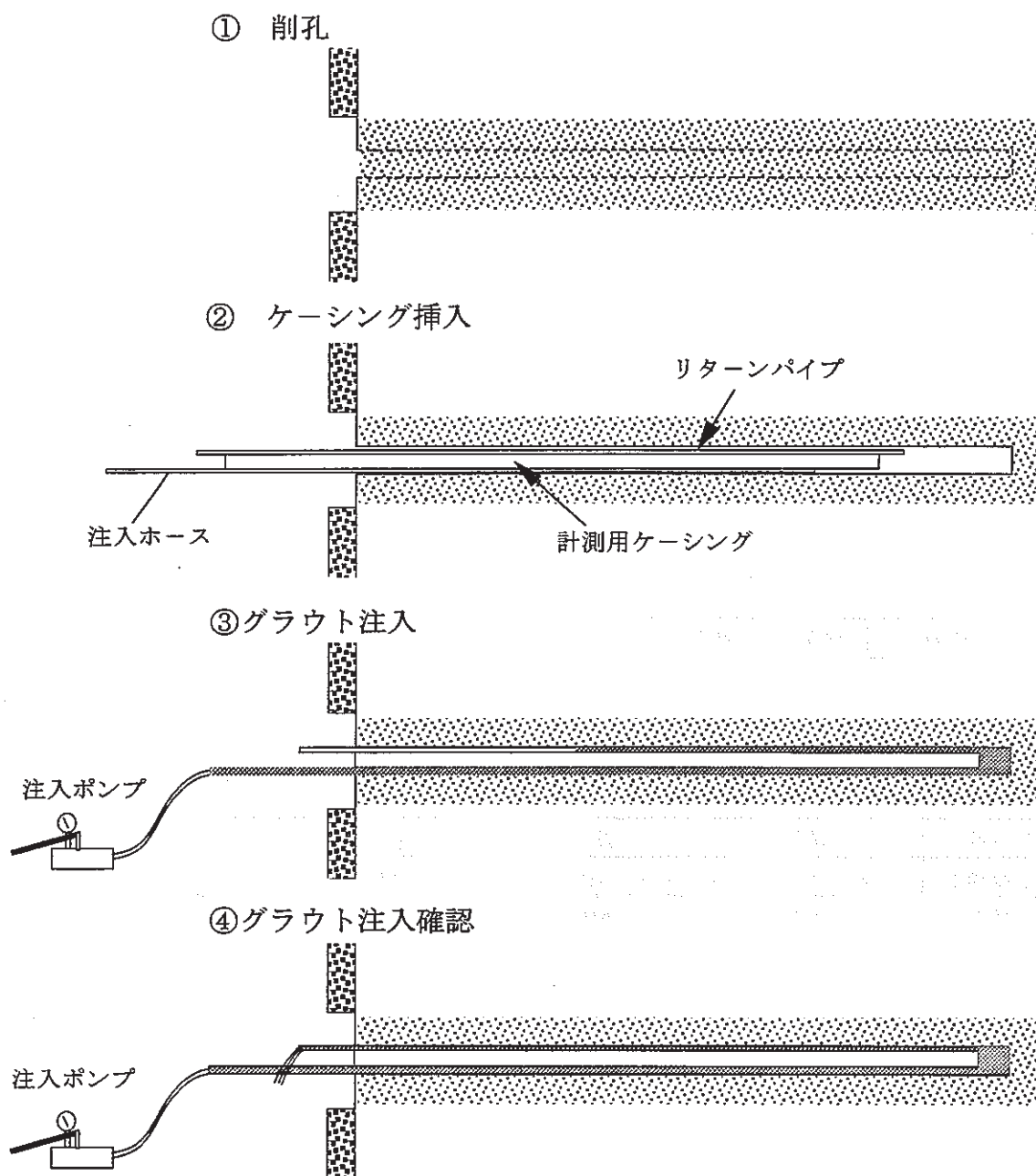


図-2.3.3.2 スライディングマイクロメータ用ケーシング設置手順

(4) 測定結果

岩盤内変位の初期値を得るために、スライディングマイクロメータによる計測を機器の設置直後に1回、その2ヶ月後に1回の計2回行った。計測結果を表-2.3.3.4に示す。

表-2.3.3.4 スライディングマイクロメーター計測結果

計測No.	計測区間	1回目 H6/12/26 (mm)	2回目 H7/2/13 (mm)	1回目と 2回目の差 (mm)
1	10.5～11.5m	1000.220	1000.187	-0.033
2	9.5～10.5m	999.384	999.369	-0.015
3	8.5～9.5m	999.983	999.962	-0.021
4	7.5～8.5m	999.929	999.952	0.023
5	6.5～7.5m	999.945	999.923	-0.022
6	5.5～6.5m	999.834	999.839	0.005
7	4.5～5.5m	999.946	999.905	-0.041
8	3.5～4.5m	999.964	999.966	0.002
9	2.5～3.5m	999.847	999.779	-0.068
10	1.5～2.5m	999.892	999.782	-0.110
11	0.5～1.5m	1000.193	1000.199	0.006

－：縮み

＋：伸び

計測No.6、8、11は測定誤差内（0.01mm未満）で計測値が変動している。その他の計測点では測定誤差以上の範囲で計測値が変動している。特に計測No.9,10では0.06mm,0.11mmと測定誤差と比較して大きく値が変動した。

現段階では、測定誤差以上の値が計測された要因として、ケーシング周辺のモルタルの固結による収縮が考えられる。特に、計測No.9,10で共有するメジャリングマーク付近（深度：2.5m）にその影響が大きく作用したことが想定される。

2.3.4 まとめ

坑道掘削に伴う周辺岩盤の変形挙動を把握するため、岩盤内変位を測定するために地中変位計およびスライディングマイクロメーターを用いて、初期値を得た。

掘削等を実施していないのにもかかわらず、両計測において一部の計測点で、測定誤差よりも大きく計測値が変動した。その要因の一つとして、ケーシング周辺のモルタルの固結による収縮が考えられる。

地中変位の初期値については、機械掘削試験前に計測を実施し、計測値に変動の無いことを確認してその値を採用することとする。

2.4 透水試験

2.4.1 目的

これまでの掘削影響領域の評価に関する原位置試験により、坑道周辺には坑道掘削の前後で透水係数が変化した岩盤領域が存在していることが分かってきた。掘削に伴う岩盤の透水係数の変化の要因としては、掘削前後での応力状態の変化、新たなき裂の発生や既存き裂の開口などが考えられる。ここでは、上記のうち、応力状態の変化と岩石の透水係数の変化の関係を求めることを目的とし、室内透水試験を行う。

本試験で特に着目するのは、以下の2点である。

- ・岩石に作用する応力（封圧）による透水係数の変化（特に、掘削によって坑道周囲に生じる応力集中を考慮して、原位置応力の2倍以上の封圧までの測定を行う）。
- ・繰返し測定による透水係数の変化（測定中の岩石の空隙の目詰まり現象などによる透水係数の変化について検討する）。

2.4.2 試験装置

本研究の対象岩盤は土岐夾炭累層下部層で、岩相は主に細粒の泥岩であり、その透水係数は非常に小さい。このような透水係数を測定する方法として、以下の点よりトランジェントパルス法を採用した。

- ・低透水性岩石の透水係数を比較的短い時間で測定することができる。
- ・実際に透水させる流量が少ないため、目詰まりの影響が小さい。

この試験方法については、平成4年度の受託研究「立坑掘削影響試験のうち岩盤挙動の調査（Ⅳ）」¹⁾にて文献調査により検討し、また室内試験に採用して実施している。今回使用したトランジェントパルス透水試験装置の仕様を表-2.4.2.1に、試験装置の概要図を図-2.4.2.1に示す。また、写真-2.4.2.1に試験装置の外観を示す。本試験装置は、貯留槽や配管の剛性、リーク対策および温度安定性に特に留意

表-2.4.2.1 試験装置の仕様

軸圧	最大 50 MPa
側圧	最大 50 MPa
間隙水圧	最大 50 MPa
上流側貯留槽	415 cc
下流側貯留槽	415 cc
試験片寸法	直径 50 mm
	高さ 50 mm 以下

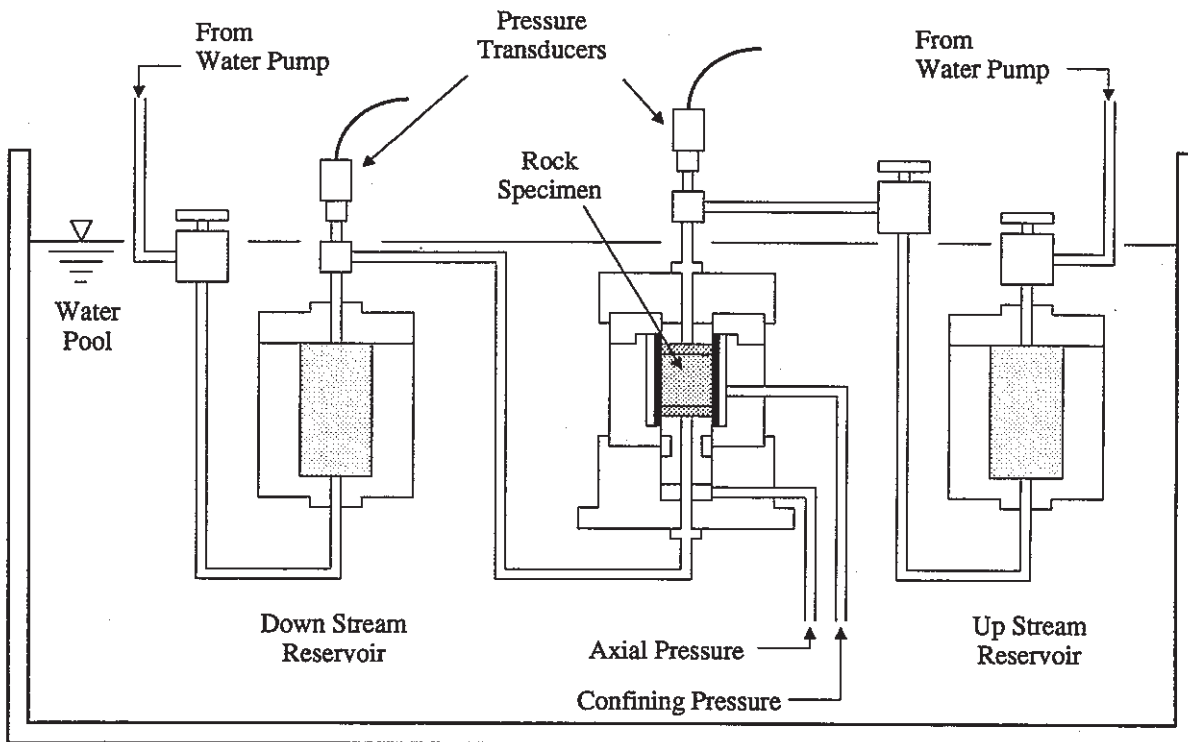
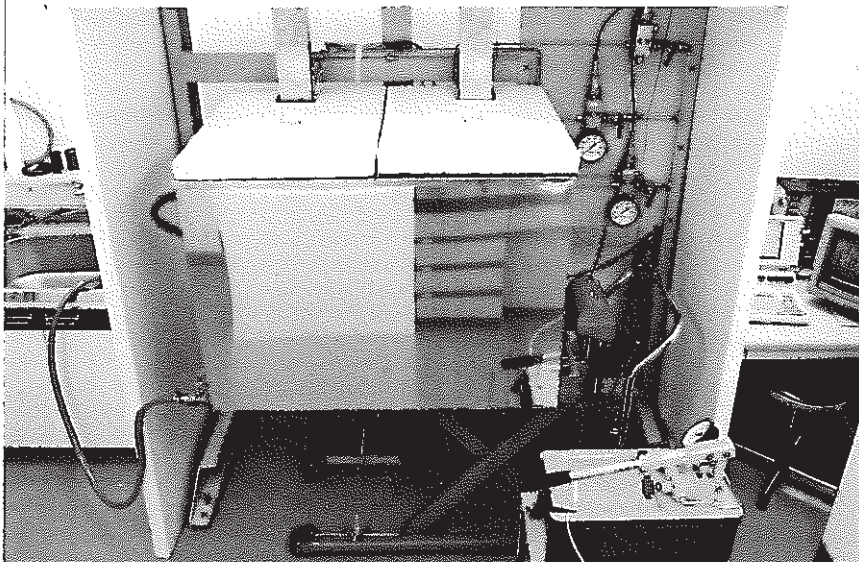


図-2.4.2.1 試験装置



a) 試験装置全景



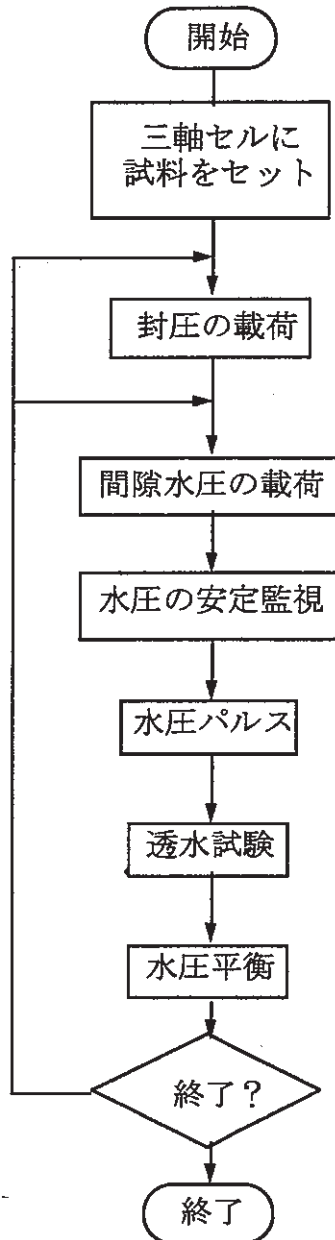
b) 試験中の様子

写真-2.4.2.1 試験装置

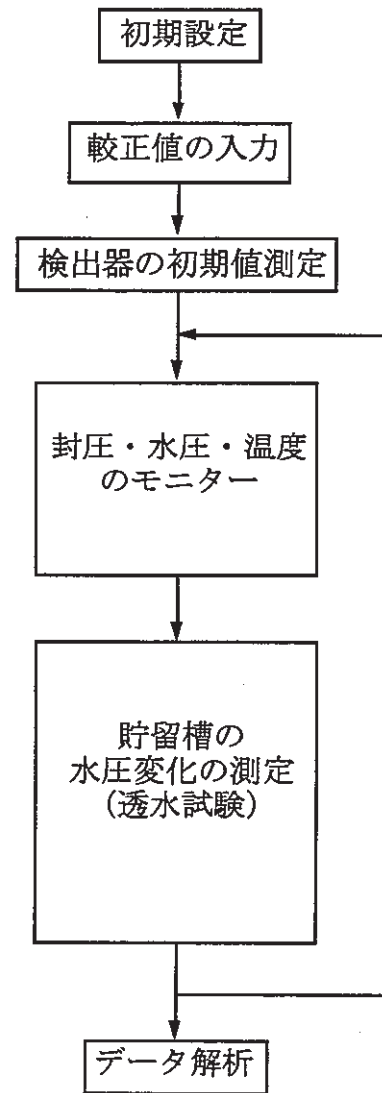
して設計・製作してあり、 10^{-11} cm/sec オーダーの透水係数まで精度良く測定した実績がある²⁾。特に、図のように三軸セル及び上・下流側の貯留槽全体を水槽に没することにより、試料および貯留槽の温度の均一化と安定化を図っている。また、今回の試験では、ゴムスリーブに浸透率の非常に小さい材料として厚さ3mmのフッ素ゴム(VITON)製のものを用了。

図-2.4.2.2に試験・計測の流れを示す。また、図-2.4.2.3に計測機器系統図を示す。計測系統は、圧力検出器、温度検出器、データロガーおよびパーソナルコンピュータから成る。測定は、パーソナルコンピュータにより自動計測され、データは、ハードディスクおよびフロッピーディスクに記録される。表-2.4.2.2に今回の試験で使用した機器の一覧を示す。

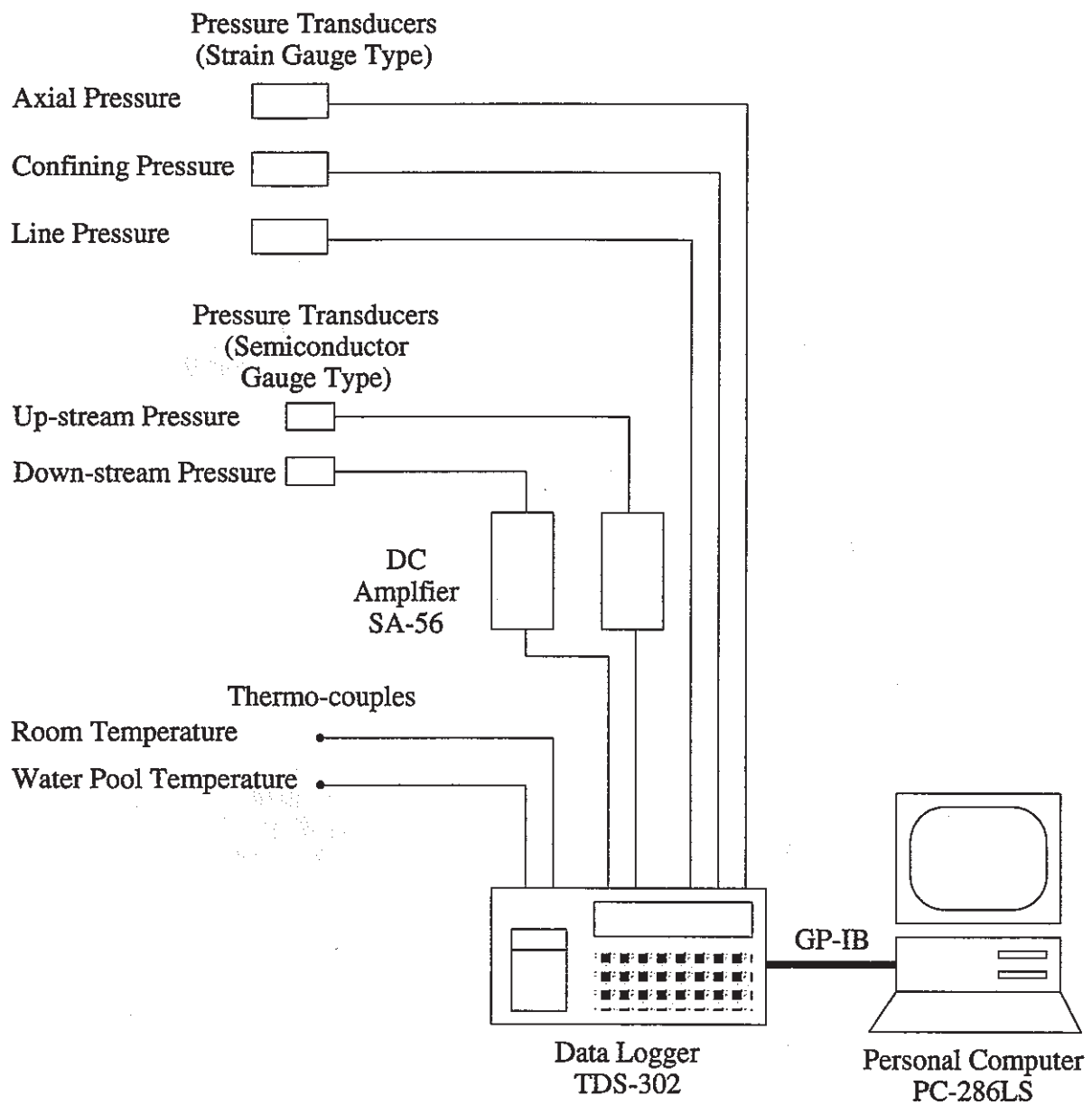
[試験の流れ]



[計測の流れ]



図－2.4.2.2 試験・計測の流れ



図一2.4.2.3 試験機器系統図

表-2.4.2.2 計測機器一覧

機器名称	仕様	メーカー	型式	数量	備考
圧力計	0～3.5 MPa	日本データーインストルマンツ	AB/HP-500	2 台	半導体ゲージ式
圧力計	0～50 MPa	共和電業	PG-500KU	3 台	ひずみゲージ式
熱伝対	CC (銅コンスタンタン)	浜田電機	T-6F (φ0.32)	2 本	
DCアンプ	Max5000倍	T E A C	SA-56	2 台	
データロガー	分解能1/±40000	東京測器研究所	TDS-302	1 台	
パソコン	16ビット	エプソン	PC-286LS	1 台	

2.4.3 試験方法

(1) 岩石試料

本研究の対象岩盤は土岐夾炭累層下部層であり、岩相は主に細粒の泥岩である。その透水係数は、平成4年度の受託研究「立坑掘削影響試験のうち岩盤挙動の調査(IV)」¹⁾によると、 10^{-11} cm/sec オーダーの値が得られており、透水性が非常に小さい。

北延NATM坑道の掘削に伴う地中変位を計測するためのボーリング孔(MD-1孔)のコア試料を用いて室内透水試験を実施した。コア採取位置は、ボーリング孔口から0.7mの位置である。試料は直径5cm、高さ5cmにナイフで手仕上げにより整形した。次に、試料を蒸留水中に浸し、真空ポンプで1週間以上減圧脱気することにより飽和を促進した。透水試験開始前に、試料の弾性波速度、重量、寸法を測定した。試験に供した岩石試料は1供試体である。

表-2.4.3.1に上記の測定結果を示す。また、写真-2.4.3.1に岩石試料を示す。

(2) 測定原理および解析方法

図-2.4.3.1に測定原理を示す。側面をゴムスリーブなどで止水した試料を三軸セルにセットし、試料の両端にそれぞれ剛な容器でできた貯留槽を接続する。試料に所定の封圧を加えた後、両側の貯留槽に等しい水圧を加える。両側の貯留槽の水圧および試料の間隙水圧が平衡に達した後、上流側の水圧を瞬間的にパルス圧 H だけ上昇させる。上流側貯留槽の水は、試料内を浸透して下流側へ流れるので、上下の貯留槽の水圧は図のように経時的に変化する。このときの試料内の水圧分布は以下に示す2階の偏微分方程式で表される。

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} - \frac{S_s}{K} \frac{\partial h}{\partial t} = 0 \quad (2.4.3.1)$$

ここで、 h は試料内の間隙水圧(水頭)、 x は試料上流側端面から下流側への距離、 t は経過時間、 S_s は試料の比貯留量、 K は透水係数である。

Brace³⁾の提案した解析方法によると、「岩石試料の貯留量(比貯留量×試料の体積)が貯留槽の貯留量に比べて十分に小さい」という仮定が成り立つとき、 S_s が小

表-2.4.3.1 岩石試料の物性 (TK2)

直径 [mm]	高さ [mm]	飽和重量 [g]	飽和比重	弾性波速度 (P波) [km/sec]
48.3	50.9	173.7	1.86	2.22

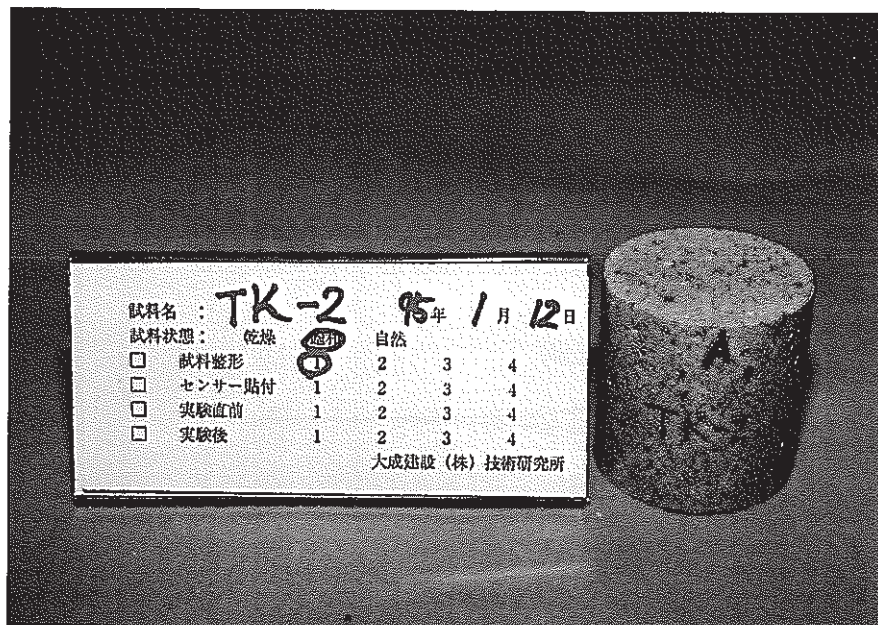


写真-2.4.3.1 岩石試料

さくなるため、(2.4.3.1)式の第2項を無視することができる。このとき、(2.4.3.1)式は貯留槽の境界条件より簡単に解くことができ、上・下流側貯留槽内の水圧の経時変化は次式で表される。

$$\frac{h_1 - h_2}{H} = \exp\left(-\frac{V_u + V_d}{V_u V_d} \cdot \frac{KA t}{\ell C_w \gamma_w g}\right) \quad (2.4.3.2)$$

ここで、 h_1 および h_2 はそれぞれ時刻 t における上・下流側貯留槽の水圧（水頭）、 V_u および V_d はそれぞれ上・下流側貯留槽の容積、 A および ℓ は試料の断面積および高さ、 C_w は水の圧縮率、 γ_w は水の比重、 g は重力加速度である。上式はHsiehら⁴⁾の形式で表現されており、Braceら³⁾の形式と異なって上・下流側の水圧差を用いているため定数項が消去されている。この式から分かるように、上流側の水圧の対数と経過時間の関係は、片対数紙上で直線関係になり、その直線の傾き δ を求めれば、他は皆既知であるので、透水係数 K を決定することができる。すなわち、

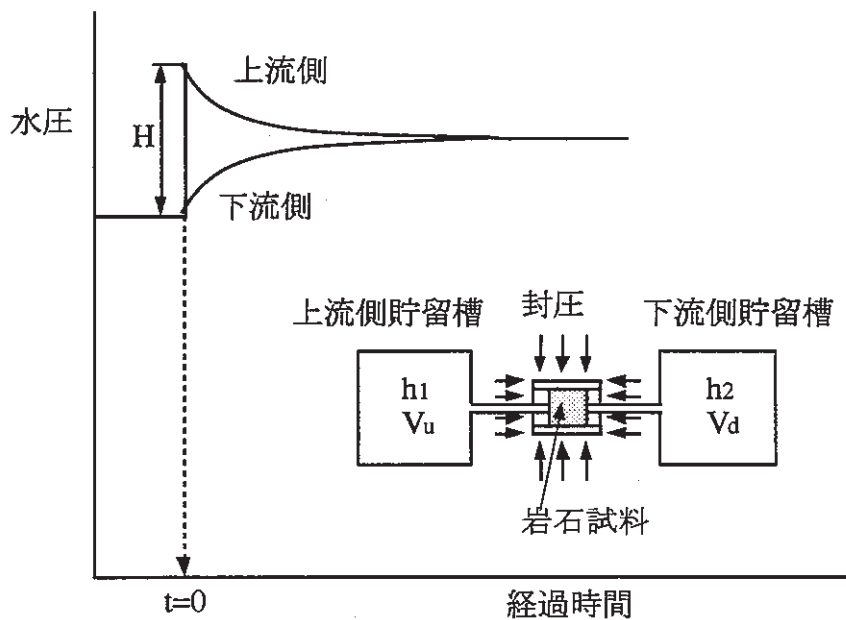


図-2.4.3.1 トランジェントパルス法の測定原理

$$K = -\frac{V_u V_d}{V_u + V_d} \cdot \frac{\ell C_w \gamma_w g}{A} \cdot \delta \cdot \ln 10 \quad (2.4.3.3)$$

ここで、 \ln は自然対数で $\ln 10 \div 2.303$ である。

実際には、上述の片対数紙上のプロットには、試験開始後、初期に岩石試料の貯留効果により若干の非線形部分が現われて、その後直線になる⁵⁾。上・下流側貯留槽の水圧が平衡状態に近づくと、今度は圧力検出器の分解能の限界から水圧差がばらつくようになる。解析にあたっては、これらの非直線部分を除いた直線部分を選んで、最小二乗法により傾きを決定し、透水係数を算出する。

(3) 試験条件

前出の目的に示した2つの項目を満たすため、表-2.4.3.2に示すような試験条件を設定した。間隙水圧（ここでは収束（予定）水圧とする）は、原位置の地下水圧に相当する水圧を設定し（受託研究¹⁾で検討したとおり）、すべての試験条件で0.85 MPaの一定値とする。試験は1供試体を用いて実施する。まず、試料に封圧（軸圧＝側圧）を加え、続いて間隙水圧を加える。圧密が十分終了して間隙水圧が安定したところで、前述したように水圧パルスを加えて透水試験を行う。封圧は試験条件Aから順に所定の値に設定し、各封圧条件にて透水試験を行う。

封圧の条件は、有効封圧（封圧－間隙水圧（収束水圧））で規定する。試験条件A～Cは、繰返し測定による透水係数の変化を調べる試験であり、同じ試験条件で3回の測定を行う。試験条件C～Fは、有効封圧を1～10 MPaまで段階的に増加させた場合の透水係数の変化を調べる試験である。試験条件F～Iは、有効封圧を10～1 MPaまで段階的に減少させ、透水係数の変化の履歴を調べる試験である。試験条件I～Kは、これまでの応力履歴を経験した後の試料での、繰返し測定による透水係数の変化を調べるための試験である。

各試験条件のうち、封圧を変化させた場合は試料の圧密を十分に行わなければならない。今回の対象とする岩石は透水係数が非常に小さいので、圧密に長期間を要する。さらに、このような泥質岩ではいわゆる二次圧密（圧縮クリープ）が生じる可能性があり、この場合は圧密が長期にわたって止まらない。圧密の進行状況は、

表-2.4.3.2 試験条件

試験条件	有効拘束圧 [MPa]	封圧 [MPa]	間隙水圧 [MPa]	パルス圧 [MPa]	初期上流側水圧 [MPa]	初期下流側水圧 [MPa]
A	1	1.85	0.85	0.1	0.9	0.8
B	1	1.85	0.85	0.1	0.9	0.8
C	1	1.85	0.85	0.1	0.9	0.8
D	3	3.85	0.85	0.1	0.9	0.8
E	6	6.85	0.85	0.1	0.9	0.8
F	10	10.85	0.85	0.1	0.9	0.8
G	6	6.85	0.85	0.1	0.9	0.8
H	3	3.85	0.85	0.1	0.9	0.8
I	1	1.85	0.85	0.1	0.9	0.8
J	1	1.85	0.85	0.1	0.9	0.8
K	1	1.85	0.85	0.1	0.9	0.8

水圧パルスを与える前の間隙水圧（＝貯留槽水圧）の変化により監視した。すなわち、圧密が完了するまでは試料から間隙水が排出されるため、間隙水圧が単調に上昇し続ける。圧密が完了すると、間隙水圧の上昇が止まって一定になる。

測定に使用する水圧パルスの大きさは、理論上はなるべく小さい方がよいが、測定装置の分解能との兼ね合いからある程度の大きさが必要である。高感度の間隙水圧センサー（日本データインスツルメンツ（株）、AB/HP-500psi、3.5MPa－100mV出力）を使用した予備試験を行った結果、水圧パルスの大きさを当初予定よりさらに小さい0.1 MPa で十分に計測・解析が可能であることが確認された。そこで、動燃事業団の了承を得た上で、今回の試験の水圧パルスは0.1MPaを基準とすることにした。

本試験で用いる岩石試料は透水係数が非常に小さく、測定に非常に長時間を要する。今回は解析にBrace法を用いるので、水圧の収束過程で上下の貯留槽水圧の差が零となるまで計測をしなくとも、ある程度収束するまで計測すれば十分データを解析できる。当初はこれをパルス圧の1/10になるまでとしたが、岩石試料の透水係数が予想以上に小さく、1回の透水試験の期間が4日以上にわたることが判明した。そこで、上下の貯留槽の水圧差がパルス圧の2/10になるまでと、基準を変更した。実際、この仕様でもBrace法による測定結果の解析を行うには十分なデータが取得できる。測定実績によると、平均して圧密に約4日間、測定に約3日間を要した。

2.4.4 試験結果と考察

透水試験に先立ち、圧密に要する時間を調べる目的で予備試験を行った。本試験機は圧密中の間隙水圧を一定に保つ機能は持っていないので、圧密により試料から間隙水が排出されることにより貯留槽の水圧が上昇する。そこで、圧密中は貯留槽の水圧を適宜手動により調節して、最終的に所定の値に貯留槽の水圧（＝間隙水圧）が安定するようにした。圧密中は上下の貯留槽は配管で連結した。

試験に用いた封圧は10.85 MPa、間隙水圧は0.8 MPaである。図－2.4.4.1に圧密開始時間からの貯留槽水圧の経時変化を示す。貯留槽水圧は、所定の0.8 MPaに収束するように5回調節された。同図によると、240時間（10日間）経過後も間隙水圧は上昇し続けており、収束する兆候は見られない。ただし、約90時間以降は、水圧

がほぼ一定速度で上昇しているので、圧縮クリープ（二次圧密）の定常クリープ過程によるものと考えられる。水圧の上昇速度は、0.63 kPa/hour と非常に低速であり、通常の透水試験では問題にならない大きさである。しかし、今回の岩石試料は透水係数が非常に小さく、前述したように、透水試験において上下の貯留槽の水圧差が水圧パルスの2/10になるまでに3日間（72時間程度）を要している。したがって、72時間で46 kPa だけ水圧が上昇することになる。

透水試験中に圧縮クリープによって試料から排出される間隙水は、上流側と下流側の貯留槽にほぼ均等に移動するものと考えられる。本試験機では、上下の貯留槽の容積を同一にしてあるので、この排出された間隙水はそれぞれの貯留槽の水圧上昇に等しく寄与するものと考えられる。この仮定によれば、今回採用したBrace 法による解析では、上下の貯留槽の水圧の差を用いて透水係数を計算するので、この水圧上昇の影響は消去されることになる。以上のことから、圧縮クリープが定常クリープに入るまでの時間として、圧密時間を4日間（96時間）に設定した。

図-2.4.4.2に試験結果の一例（ケースF）を示す。同図は透水試験中の水圧、温度、封圧の経時変化を示している。透水係数が小さいため、1回のパルスの測定に3日間（72時間）を要している。測定時間が数日にわたるので、気温が変化している。測定室の室温は $20 \pm 1^{\circ}\text{C}$ に空調制御されているものの、実際には壁からの放射熱として外気温の影響も受けると考えられる。本試験装置は、試験機の主要部分全体を水槽に没し、気温の日変化を吸収するように設計されているが、気温変化によってはこの影響を完全には排除できない。図中で上・下流側の水圧がうねっているのは、このような温度変化の影響である。しかし、本試験装置では上・下流側の貯留槽の容積を同一にしてあるので、理論的には温度変化の影響は上・下流側の水圧の差を取るにより消去される設計になっている。図-2.4.4.3に同じ試験の上下の貯留槽の水圧差の経時変化を示した。温度変化による水圧のうねり状の変化は消去され、水圧差はなめらかな経時変化を示している。

測定結果の解析にはBrace法を用いた。この解析法では、パルス圧で正規化した上・下流側の水圧差を縦軸に対数目盛で、横軸に経過時間を線形目盛りで取った片対数グラフに測定結果をプロットする。プロットした結果を図-2.4.4.4に示す。図によると、パルスを与えた直後を除いて、温度変化を受けたにもかかわらず、試験結果が直線とみなせる部分があることが分かる。パルスを与えた直後の非線形部分

は、岩石試料の貯留効果によるものである。経過時間55時間以降の部分でデータは直線からはずれ始めた。この原因については、圧縮クリープの影響あるいは温度の影響が完全には消去しきれず、水圧差が小さくなるとその影響が大きく現れることなどが考えられるが、原因の特定はできなかった。

解析にあたっては、図中のカーブの直線部分の傾きを最小二乗法により決定して透水係数を計算する。今回の試験では、すべてのケースの試験結果がほぼ同様な結果を示したため、すべてのケースの測定結果について、良好な直線性を示した区間として経過時間 50,000～200,000 秒（13.9～55.6時間）の範囲のデータを用いて計算した。

地盤工学では速度の単位の透水係数をよく用いるが、この値は流体（水）の粘性に依存しており、その粘性は温度に依存する。そこで、土質力学における一般的な方法として、求められた透水係数を水温15℃のときの値に補正した。補正に用いた温度は、水圧パルスを与えたときの水槽の水温を用いた。

今回の試験では、原位置応力（土被りより約2.9MPaと推定される）よりも大きな範囲までの封圧を加えて有効封圧の透水係数に及ぼす影響について調べた。表－2.4.4.1に試験結果の一覧を示す。

ここで、有効封圧は貯留槽水圧の収束時の有効応力として表示した。温度補正後の透水係数を見ると、すべてのケースの平均値で 1.46×10^{-11} cm/sec と非常に小さい値を示している。このオーダーの透水係数は、特に堆積岩については測定データがほとんど発表されておらず、貴重なデータである。図－2.4.4.5に有効封圧と温度補正後の透水係数の関係を示す。同図によると、水圧の上昇過程と下降過程とで若干の違いがあるものの、データのばらつきを考慮すると有意な違いではない。透水係数に及ぼす封圧の影響は小さいことが分かる。

平成4年度の立坑掘削影響試験のうち岩盤挙動の調査(IV)¹⁾で、同地層の類似した深度の泥岩について、有効封圧が3MPaまでの室内透水試験を実施した。その結果からも、有効封圧の透水係数に及ぼす影響は小さかった。むしろ、1つの供試体で連続測定することによる目詰まりの影響が分離できないことが問題点として挙げられた。そこで、今回の試験では、一番初めの試験条件（ケースA,B,C）と最後の試験条件（ケースI,J,K）で、それぞれ同じ封圧・間隙水圧で3回ずつの繰り返し測定を行い、繰り返し測定による透水係数の変化を調べた。表－2.4.4.1によると、ケース

A,B,C、ケースI,J,Kともに3回の繰り返し測定で透水係数の変化は小さく、データのばらつきを考慮すると有意な差がないことが分かる。したがって、今回用いた試料については、繰り返し測定による透水係数の変化は見られないと言える。トランジェントパルス法では水圧の変化を測定するが、実際の間隙水の移動は僅かである。このため、目詰まりを起こす要因が小さいと言える。

平成4年度の試験結果(1992)¹⁾と本年度の試験結果(1994)とを比較して図-2.4.4.6に示す。図中のTK2は、本年度の試験結果で、試料の採取深度はGL-138mである。BK1は、平成4年度の試験結果のうち、土岐夾炭累層上部層の岩石試料の試験結果である(採取深度GL-68.4m)。CK1は、平成4年度の試験結果のうち、本年度と同じ土岐夾炭累層下部層の試料の試験結果である(採取深度GL-99.8m)。今回の試験結果から得られた透水係数は、CK1と比べて1/5~1/6の値であった。また、BK1と比べても1/2以下で、3者の中で一番小さい。各々の試験結果でばらつきの程度が違うが、どの試験結果においても、封圧が透水係数に及ぼす有意な影響は見られない。

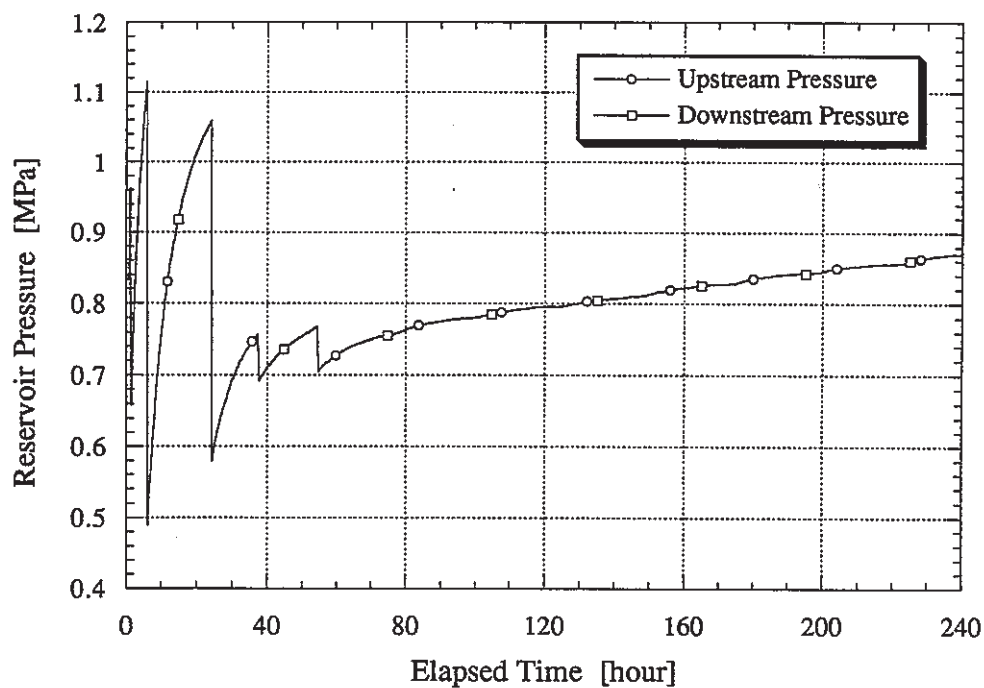


図-2.4.4.1 圧密過程の水圧変化（予備試験）

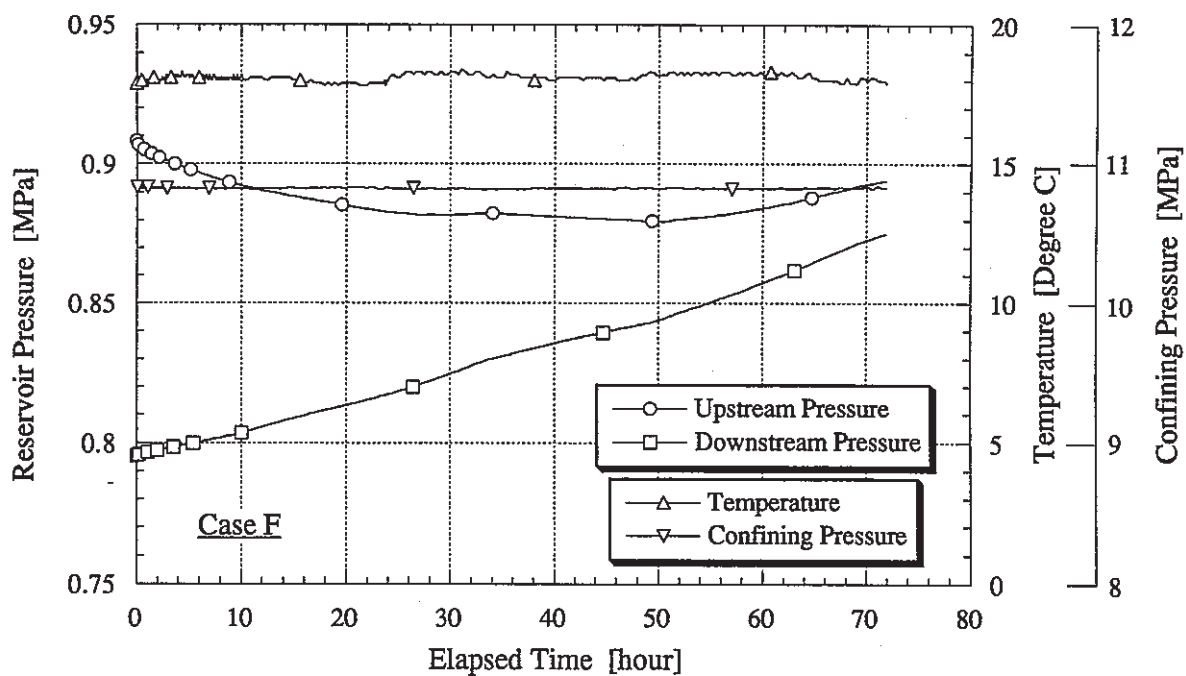


図-2.4.4.2 試験中の水圧、温度、封圧の経時変化（ケースF）

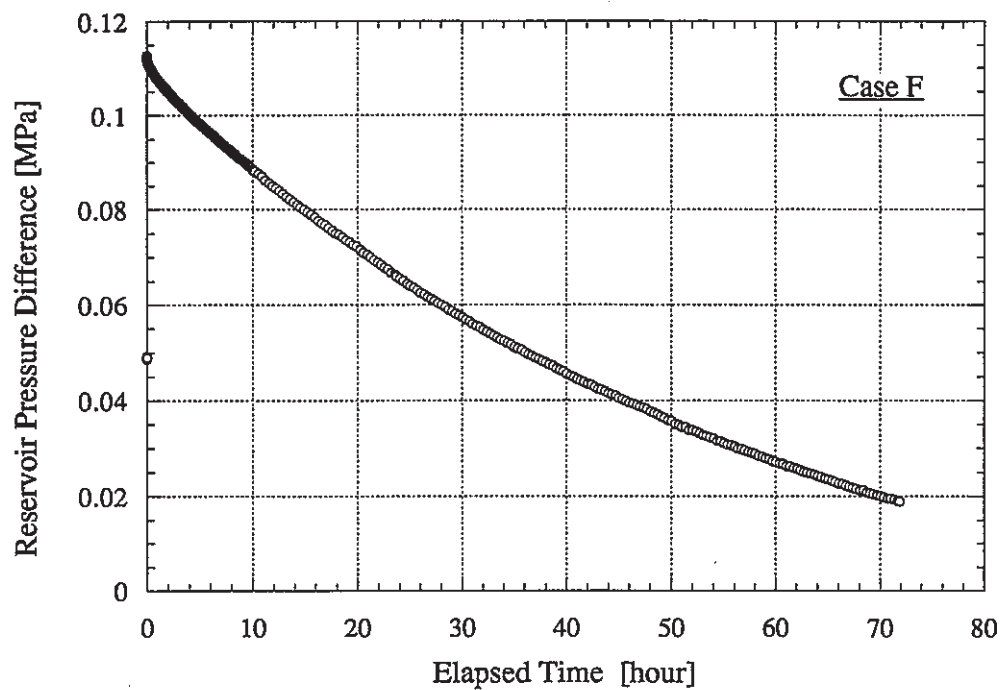


図-2.4.4.3 試験中の水圧差の経時変化（ケース F）

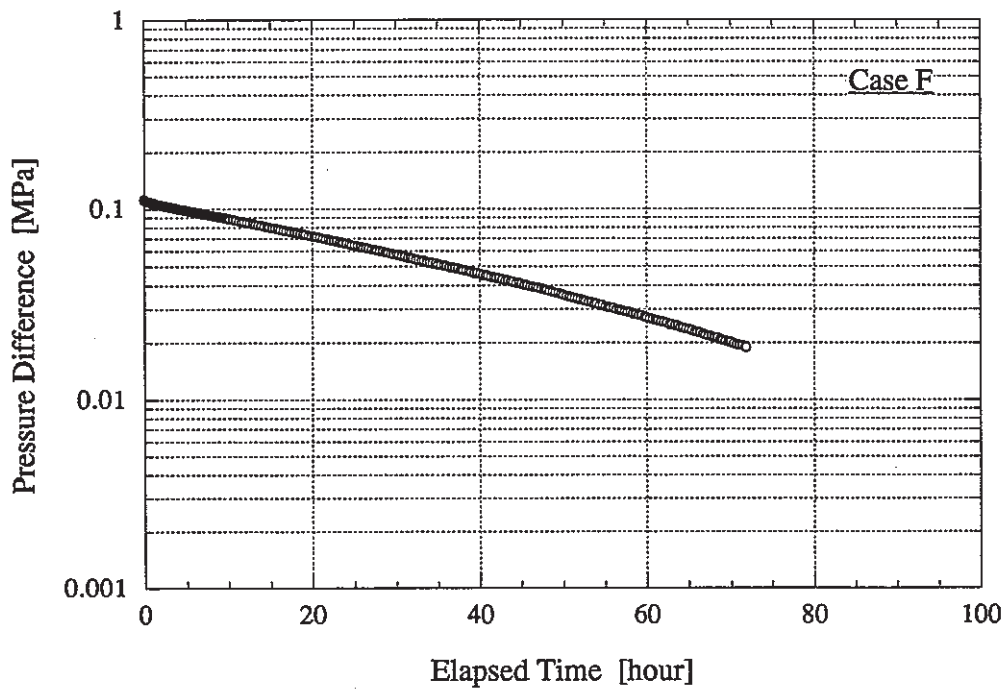


図-2.4.4.4 試験中の水圧差の経時変化（片対数プロット、ケース F）

表-2.4.4.1 透水試験結果一覧（土岐夾炭累層下部層）

ケース	軸圧 [MPa]	側圧 [MPa]	拘束圧 [MPa]	初期下流側水圧 [MPa]	パルス圧 [MPa]	有効拘束圧 [MPa]	透水係数 [cm/sec]	補正透水係数 [cm/sec]	水温 [°C]
A	1.84	1.81	1.82	0.797	0.078	0.985	1.36×10^{-11}	1.26×10^{-11}	18.2
B	1.84	1.83	1.83	0.801	0.082	0.988	1.53	1.41	18.4
C	1.84	1.80	1.81	0.786	0.083	0.986	1.34	1.24	18.2
D	3.81	3.76	3.78	0.794	0.106	2.931	1.97	1.82	18.2
E	6.80	6.75	6.77	0.789	0.128	5.914	1.72	1.59	18.2
F	10.86	10.82	10.83	0.796	0.112	9.982	1.64	1.53	17.9
G	6.80	6.78	6.78	0.781	0.082	5.961	1.86	1.73	18.0
H	3.91	3.87	3.88	0.787	0.118	3.037	1.63	1.50	18.3
I	1.91	1.86	1.88	0.790	0.106	1.036	1.42	1.32	17.9
J	1.91	1.86	1.88	0.789	0.091	1.044	1.41	1.30	18.2
K	1.92	1.86	1.88	0.786	0.098	1.048	1.50	1.38	18.3

*： 補正透水係数は水温15°Cに対するもので、水温による水の粘性係数の違いによる補正係数を乗じて以下のように補正した。

$$k_{15} = k_T \cdot \eta_T / \eta_{15}$$

ここで、 k_T , k_{15} および η_T , η_{15} はそれぞれ水温 T °C、15°Cにおける透水係数および水の粘性係数。

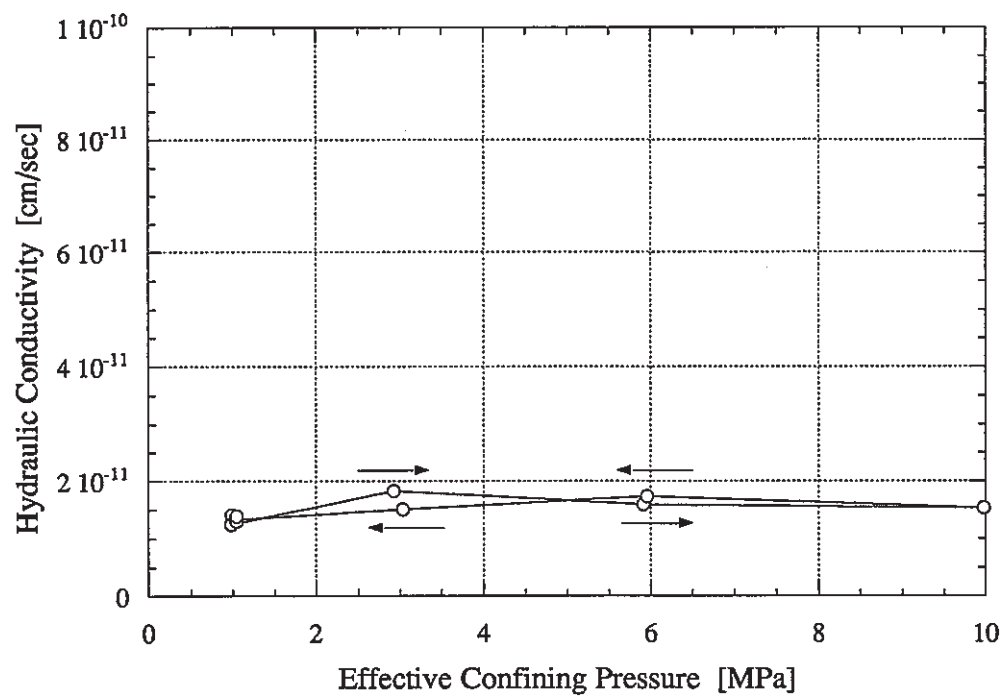


図-2.4.4.5 有効封圧と透水係数の変化

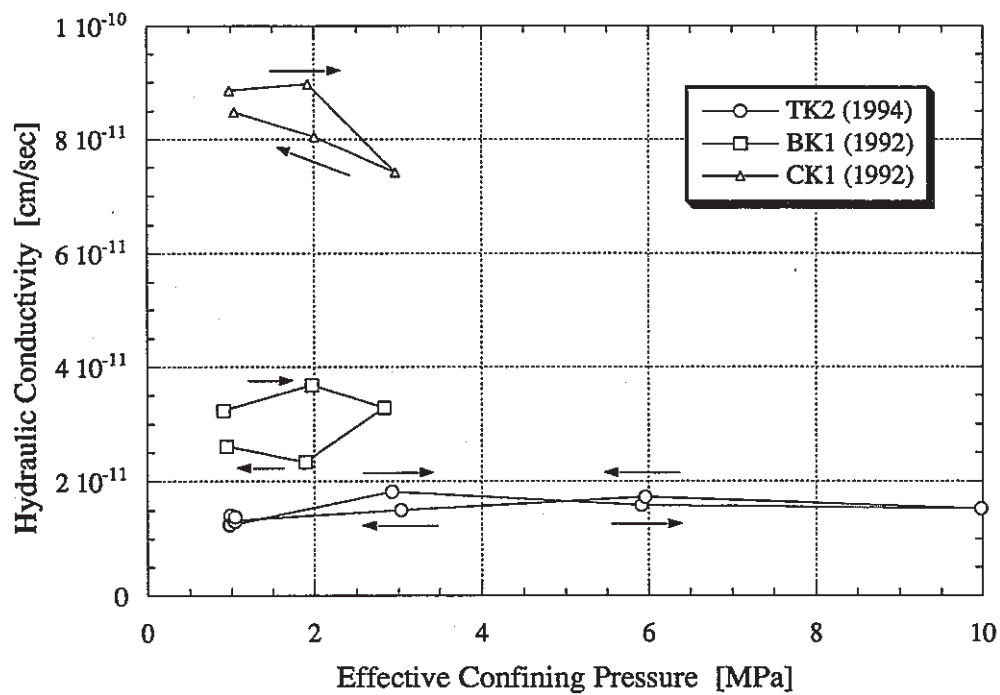


図-2.4.4.6 平成4年度の試験結果との比較

2.4.5 まとめ

岩石に作用する応力と透水係数との関係を調べる目的で、原位置応力の2倍以上までの封圧条件で室内透水試験を実施した。また、1つの供試体に対して透水試験を繰り返し実施することの影響について調べた。

以下に試験結果から得られた知見を示す。

1) 土岐夾炭累層下部層の岩石の透水係数

土岐夾炭累層下部層の岩石試料の透水係数は、全試験ケースの平均値で 1.46×10^{-11} cm/s と非常に小さい。このオーダーの透水係数は、特に堆積岩についてはほとんど発表されておらず、貴重なデータである。平成4年度(1992)の土岐夾炭累層下部層の試験結果¹⁾と比較して、透水係数が1/5～1/6であった。

2) 有効封圧と透水係数の関係

有効封圧1～10MPaの範囲では、土岐夾炭累層下部層の岩石試料の透水係数に及ぼす有効封圧の有意な影響は認められなかった。この傾向は、平成4年度の試験結果¹⁾と同様である。

3) 透水係数に及ぼす繰り返し測定の影響

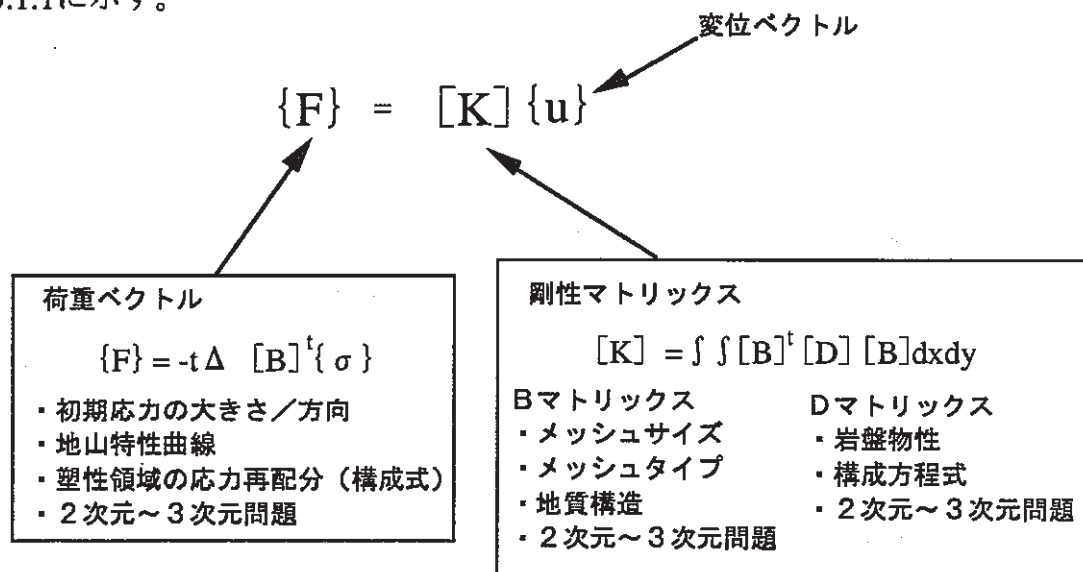
有効封圧の上昇を行う前の最初の有効封圧条件と、有効封圧を下降させて初めの条件に戻した有効封圧条件とでそれぞれ3回ずつ透水係数を繰り返し測定した。その結果、どちらの場合も透水係数には有意な変化は見られなかった。

3. 事前解析

3.1 目的

掘削時の岩盤挙動をFEM解析で評価する際に、その解に影響を与える要因を図一

3.1.1に示す。



図－3.1.1 FEM解析結果に影響を与える要因

各要因に対応する事前調査項目を表－3.1.1に示す。

表－3.1.1 事前調査一覧

	荷重ベクトル {F}	剛性マトリックス	
		Bマトリックス [B]	Dマトリックス [D]
平成5年度	<ul style="list-style-type: none"> ・ AE測定による初期応力測定（3点） ・ 応力解放法による初期応力測定（3点） 	コア観察（L=110m） 孔内壁面観察（L=110m） トモグラフィー 弾性波および比抵抗	室内力学試験 一軸圧縮試験（12本） 三軸圧縮試験（24本） 孔内載荷試験（5点）
平成6年度		コア観察（L=110m） 孔内壁面観察（L=110m）	

上表から、平成5年度の事前解析段階から、現在までに実施された事前調査項目は以下のとおりである。

・ 荷重ベクトル {F}

応力解放法（OC法）を用いて初期応力を測定（3箇所）し初期応力値を算出
 （計測点 MS-1-1,MS-2-1,MS-3-1）

- ・剛性マトリックス [K]

コア観察,孔内壁面観察 (MD-1,2孔 : L=24.0m) を実施

平成5年度に実施した事前解析の目的は、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、等方均質モデルの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検討することであった。

本年度の事前解析の目的は、①既存のボーリング情報に、新規に取得したボーリング情報を追加して岩盤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、平成5年度に引続き、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初期応力設定の相違（大きさ・方向）により応力状態の変化や変位分布がどの程度異なるかを検討すること、③”掘削によるゆるみ領域の計測・評価手法の研究開発 (II)” で実施した、損傷領域を考慮することにより応力状態の変化や変位分布がどの程度異なるかを検討すること、である。

3.2 解析方法

3.2.1 解析モデルの設定

(1) 解析対象断面および解析手法

解析対象断面は、解析結果と計測結果（地中変位量）を比較するために、平成5年度と同様に岩盤内変位計測を行う断面（トモグラフィ調査断面の近傍）とした。解析手法は、平成5年度の事前解析と同様に、2次元平面ひずみ有限要素法の弾塑性解析で、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 Change) である。

(2) 岩盤のモデル化

岩盤モデル化は以下の手順で行った。（図-3.2.1.1 参照）

①地層構造の分類

事業団殿が実施したボーリングコア観察結果から、岩盤を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つに分類する。（コア観察でコア形状がI～IIIのものを細粒、IV以上のものを粗粒とした。）

②地層の分布状況の設定

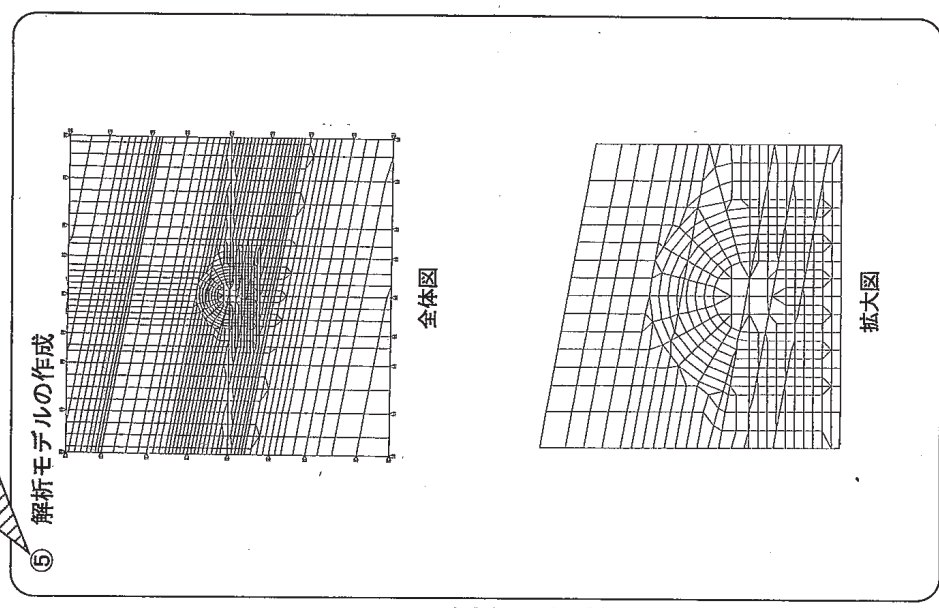
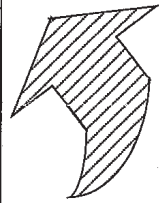
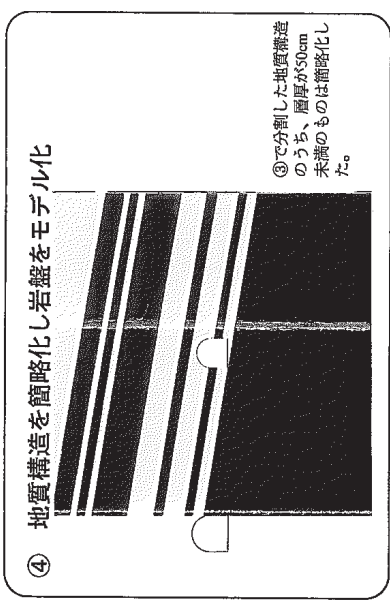
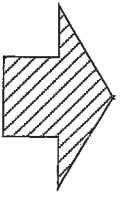
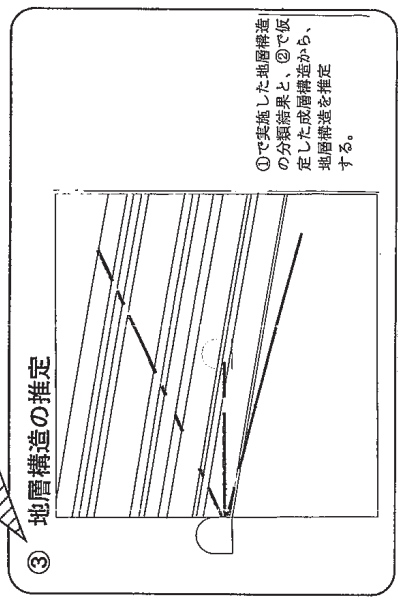
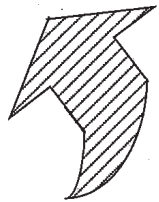
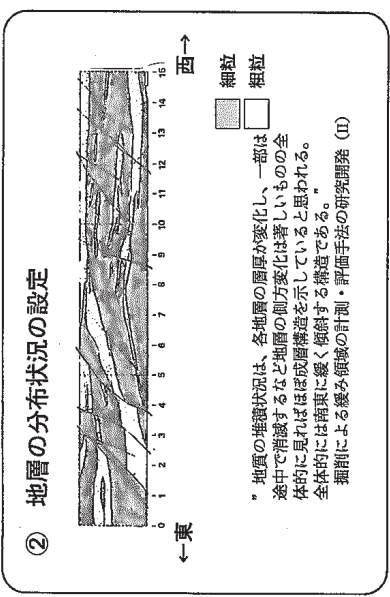
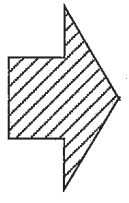
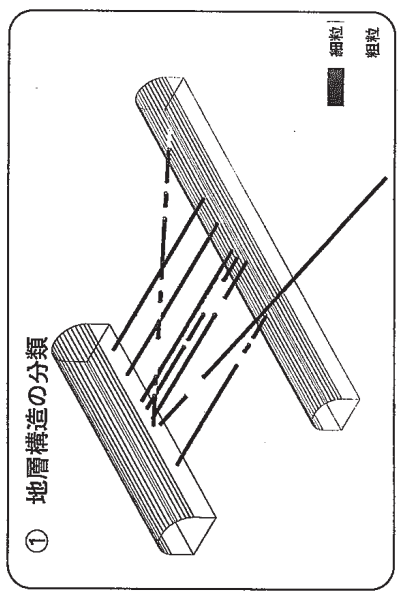


図-3.2.1.1 事前解析モデル 作成フロー図

発破掘削区間で得た連絡坑道壁面観察図*を参考にして、地層を平均傾斜（見掛けの傾斜） 10° 東落ちの成層構造と仮定する。

*掘削による緩み領域の計測・評価手法の研究開発（Ⅱ）

③解析断面における地質構造を想定する。

④地質構造を簡略化して岩盤をモデル化する。

ここで、③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（ $26.5\text{m} \times 26.5\text{m}$ ）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。

⑤解析モデルを作成する。

解析領域は、平成5年度の事前解析と同様に、坑道径（D）の3倍以上を坑道壁面からそれぞれ上下左右に確保した。

平成5年度の解析結果では、坑道掘削による影響範囲（ここでは、最大せん断ひずみ0.5%を越える領域を仮定）は坑道壁面から50cm程度であった。今年度は、より詳細な解析を実施するために坑道周辺の要素幅を細かく（25cm）設定した。

解析モデルを図-3.2.1.2に示す。

3.2.2 解析用物性値の設定

（1）岩盤物性値

平成5年度に実施した三軸圧縮試験の結果に基づき岩盤物性値を設定した。今年度の解析では岩相のモデル化、初期応力の設定の相違がどの程度、岩盤の変形挙動に影響を与えるかを確認することが主目的である。

よって今年度は、岩盤を細粒グループ、粗粒グループの2種に分けて健全部、損傷領域の変形特性・強度特性を設定した。（表-3.2.2.1）

（a）健全部

1）変形特性

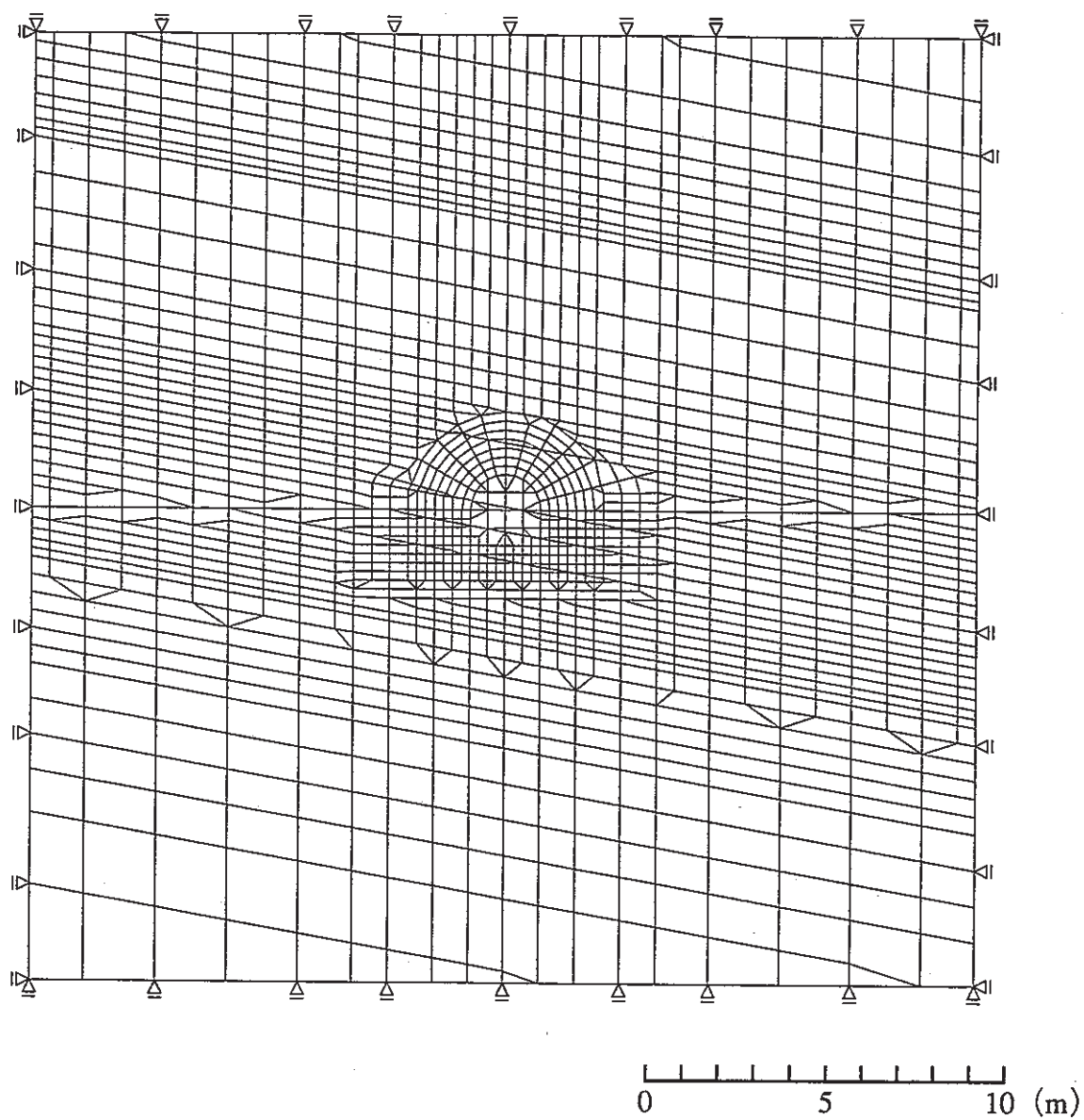
平成5年度の事前解析に用いた値と同一とした。

粗粒グループ $D = 1.47 \text{ (GPa)}$ $\nu = 0.40$

細粒グループ $D = 1.96 \text{ (GPa)}$ $\nu = 0.40$

2）強度特性

平成5年度に実施した三軸圧縮試験結果から細粒グループ、粗粒グループの強度



節点数 1805
要素数 1793

図-3.2.1.2 解析モデル

定数を算定し、これを解析に用いた。

粗粒グループ $C = 1.96$ (MPa) $\phi = 10.0^\circ$

細粒グループ $C = 2.94$ (MPa) $\phi = 10.0^\circ$

(b) 損傷領域

掘削による損傷領域を解析で評価するために、坑道壁面からの損傷領域の幅および物性値を以下のように設定した。設定には既往の研究*を参考にした。

* 掘削によるゆるみ領域の計測・評価手法の研究開発 (II)

・ 損傷領域の幅：試験坑道壁面から0.5m

・ 損傷領域の物性値

変形特性：変形係数を健全部の30%、ポアソン比は健全部と同一とした。

粗粒グループ $D = 441$ (MPa) $\nu = 0.40$

細粒グループ $D = 588$ (MPa) $\nu = 0.40$

強度特性：粘着力を健全部の30%、内部摩擦角は健全部と同一とした。

粗粒グループ $C = 0.59$ (MPa) $\phi = 10.0^\circ$

細粒グループ $C = 0.88$ (MPa) $\phi = 10.0^\circ$

表-3.2.2.1 岩盤物性値一覧 (健全部/損傷領域)

	健全部				損傷領域			
	変形特性		強度特性		変形特性		強度特性	
	変形係数	ポアソン比	粘着力	内部摩擦角	変形係数	ポアソン比	粘着力	内部摩擦角
	D (GPa)	ν	C (MPa)	ϕ ($^\circ$)	D (MPa)	ν	C (MPa)	ϕ ($^\circ$)
粗粒	1.47	0.4	1.96	10.00	441	0.4	0.59	10.00
細粒	1.96	0.4	2.94	10.00	588	0.4	0.88	10.00
設定根拠	$\sigma_3=3\text{MPa}$ 時のE50の 平均値から 設定	$\sigma_3=3\text{MPa}$ 時の ν の 平均値から 設定	三軸圧縮試験結果から 算出	三軸圧縮試験結果から 算出	健全部の 30%の値		健全部の 30%の値	

(c) 支保工物性値

平成5年度の事前解析と同様に、試験坑道で支保工として用いられる吹付けコンクリート、ロックボルトを解析で評価する。それぞれの物性値は平成5年度の事前解析と同一である。

表-3.2.2.2 支保工物性値一覧

	吹付コンクリート (t=7cm)		ロックボルト (l=1.5m)	
	E (GPa)	ν	E (GPa)	A (cm ²)
	3.33	0.167	206	5.067
設定根拠	弱材齢に対応する弾性係数	一般的なコンクリートのポアソン比	一般的な鋼の弾性係数	D25の公称断面積

(3) 境界条件

(a) 拘束条件

拘束条件を図-3.2.2.1に示す。(平成5年度の事前解析と同一)

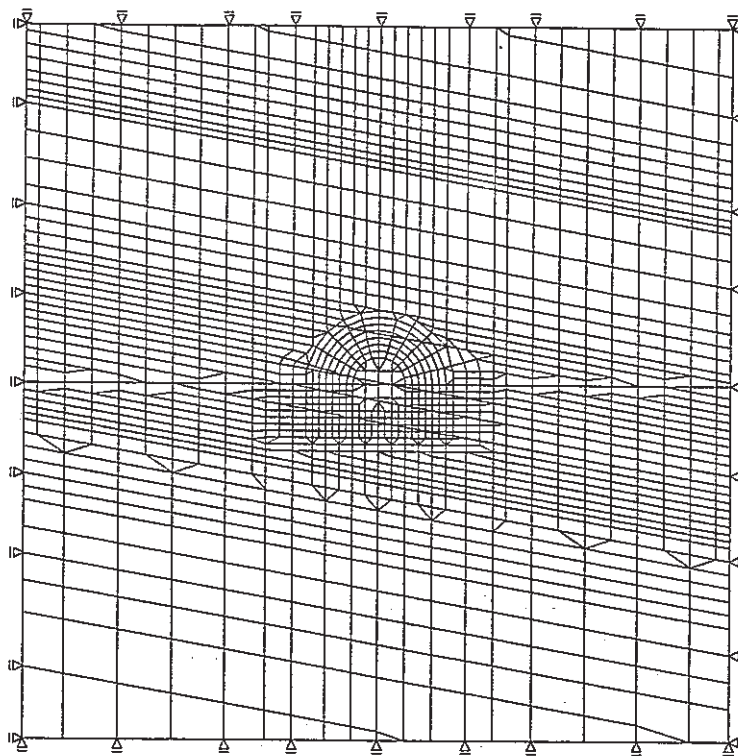


図-3.2.2.1 拘束条件

(b) 荷重条件

荷重条件は、事前調査で実施した、応力解放法（OC法）およびAE法で得た初期応力値から設定した。

OC法では初期応力値を3点で計測したが、計測点MS-2-1ではひずみゲージが異常挙動したため、MS-2-1で得た計測値を用いて単独で応力を算定することが

できなかった。そのため、解析では計測点MS-1-1,MS-3-1各点での初期応力値および計測点3点すべての計測データから算定した計3種類の初期応力値を用いた。

平成5年度の事前解析では、岩盤の堆積面の傾き（10～20°）を無視して水平と仮定し、AE法で得た主応力の方向も同様に水平および鉛直と仮定していた。平成6年度の事前解析では、岩盤の堆積面の傾きを評価することから、AE法による応力値も同様にその傾きを評価した。

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として線形補間した。水平成分については側圧係数に基づいて設定した。

荷重条件の詳細は、表-3.2.4.1 解析ケース一覧を参照されたい。

3.2.3 施工段階のモデル化

坑道の掘削問題を有限要素法を用いた数値解析により検討する場合、経済的な理由や実績から二次元の平面ひずみの仮定に基づいた解析が行われることが多い。しかしながら、坑道の切羽近傍の挙動は三次元的であることから、何らかの方法で坑道周辺の岩盤の三次元的な挙動を考慮する必要がある。

三次元の連続弾性体中に円形トンネルが掘削された場合、初期応力が静水圧的であったとすれば、トンネル切羽近傍の内空変位は、図-3.2.3.1に示すような変化をする。図において縦軸の変化は、切羽存在の影響がないときの、すなわち二次元平面ひずみの解析において素掘りで円形トンネルが掘削されたときの最終的な内空変位を100%として正規化したものである。また、横軸は切羽と解析対象断面との距離を示しており（Dは円形トンネルの直径）、負の値は切羽が未だ解析対象断面に達していないことを、そして正の値は切羽が断面を通過していることを示す。図-3.2.3.1に示した特性曲線は、本来、地表面の形状やトンネルの位置、初期応力状態により異なった性状を示すものであるが、これを解析的に求めることは現段階では困難である。ここでは、軸対称の有限要素法を用いて、静水圧状態に近い条件の解析を行って得られた特性曲線を用いた。図-3.2.3.1に示した特性曲線から、切羽の影響を二次元平面ひずみの解析において評価するためには、トンネルの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、トンネル掘削部に切羽の進行に対応して、 $P = \beta P_0$ 。

なる力を作用させることにより、切羽の進行を考慮した解析対象断面の変形状態を再現する。

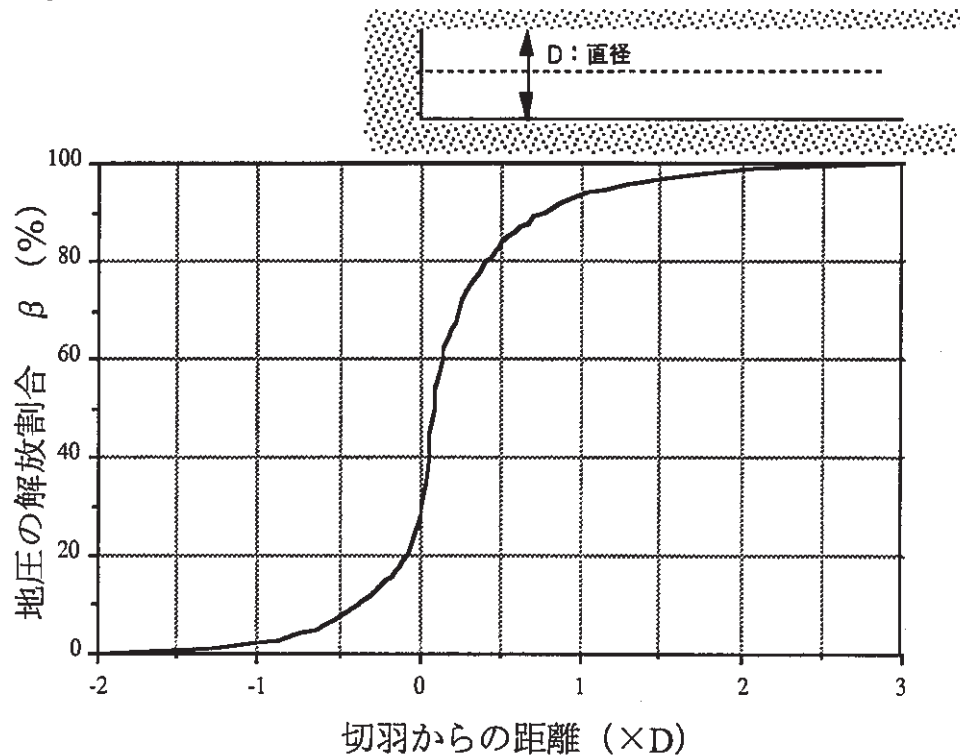


図-3.2.3.1 特性曲線

ここに、 β （掘削解放率）は図-3.2.3.1の縦軸に示した変位の割合である。この場合、支保工の施工時期の効果は、支保工の施工位置と切羽からの距離に対応した時期に、支保工の剛性を掘削部へ付加することにより評価する。

今回の解析では施工段階を以下の3ステージでモデル化した。

STAGE-1：初期応力の設定（切羽位置-2D）

STAGE-2：坑道掘削（全断面）、掘削解放率 $\beta = 80\%$ 作用（切羽位置0.33D）

STAGE-3：支保工打設、掘削解放率 $(100 - \beta) = 20\%$ 作用（切羽位置3D）

3.2.4 解析ケース

事前調査結果から、解析条件として

- ・初期応力値（OC法：3計測値、AE法：1計測値）4ケース
- ・岩盤モデル（水平成層モデル、堆積面の傾きを評価したモデル）2ケース
- ・損傷領域の評価（考慮、考慮せず）2ケース

があり、解析として、初期応力条件（4）×岩盤モデル（2）×損傷領域（2）の計16ケースが考えられる。

計16ケースが考えられる。

今年度は、主として初期応力設定の相違（大きさ・方向）により、掘削に伴う岩盤の応力状態の変化や変位分布がどの程度異なるかを検討（4ケース）する。その他の解析条件については、損傷領域の考慮の有無が解析結果に与える影響に着目した解析（1ケース）、岩盤モデルの相違が解析結果に与える影響に着目した解析（2ケース）を選定した。

今回実施した解析ケースをまとめると表-3.2.4.1となる。ここで混同を避けるため、CASE-Numberは、平成5年度事前解析からの通し番号とした。

（平成5年度事前解析No.1～4、平成6年度事前解析No.5～11）

平成6年度に実施した解析は、CASE-5～11の7ケースである。

各ケースの概略を示す。

（1）平成6年度事前解析 基本ケース（CASE-5）

平成6年度の新規ボーリング結果を参考に解析モデルを作成

OC法による計測結果の全て（計測点3点）から算出した初期応力値を使用

（2）初期応力の設定の相違が解析結果に与える影響を検討するケース

①CASE-6：平成6年度解析モデル OC法による初期応力値（MS-1-1）を使用

②CASE-7：平成6年度解析モデル OC法による初期応力値（MS-3-1）を使用

③CASE-8：平成6年度解析モデル AE法による初期応力値（平成5年度）を使用

（3）損傷領域の設定の有無が解析結果に与える影響を検討するケース（CASE-9）

CASE-5の条件（解析モデル、初期応力値）に、損傷領域を考慮

（4）岩盤モデルの相違が解析結果に与える影響を見るケース（CASE-10）

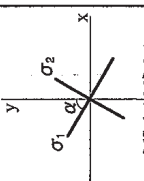
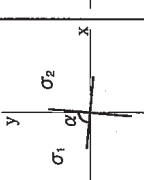
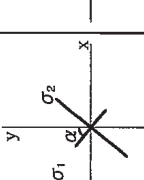
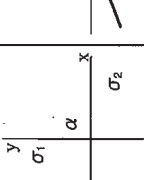
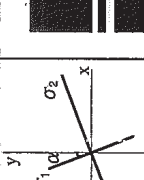
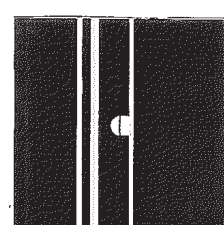
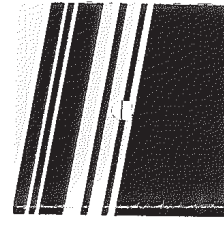
平成5年度事前解析モデルでCASE-5の条件（初期応力値）で解析

（5）AE法による初期応力の傾きが解析結果に与える影響を見るケース

（CASE-11）

平成5年度事前解析モデルにAE法による初期応力値（平成5年度）を使用

表-3.2.4.1 解析ケース一覧

	初期応力					岩盤モデル		損傷領域	備考
	OC法 (オーバーコアリグ法)					平成5年度モデル	平成6年度モデル		
	A E法								
	 MS-1-1 $\sigma_1 = -1.47$ (MPa) $\sigma_2 = -1.67$ (MPa) $\alpha = 58.2$ (°)	 MS-2-1 $\sigma_1 = -1.32$ (MPa) $\sigma_2 = -1.52$ (MPa) $\alpha = 85.0$ (°)	 MS-3-1 $\sigma_1 = -0.87$ (MPa) $\sigma_2 = -1.69$ (MPa) $\alpha = 51.0$ (°)	 MS-3-1 $\sigma_1 = -1.89$ (MPa) $\sigma_2 = -2.93$ (MPa) $\alpha = 0.0$ (°)	 MS-3-1 $\sigma_1 = -1.67$ (MPa) $\sigma_2 = -3.05$ (MPa) $\alpha = 21.2$ (°)			<div>考慮</div> <div>考慮せず</div>	
CASE-1				○		○		○	均質地盤 平成5年度実施
CASE-2				○		○		○	岩相考慮 平成5年度実施
CASE-3				○		○		○	岩相考慮 $E_h = E_v/2$ 平成5年度実施
CASE-4				○		○		○	岩相考慮 $E_v = E_h/2$ 平成5年度実施
CASE-5	○						○	○	
CASE-6		○					○	○	
CASE-7			○				○	○	
CASE-8					○		○	○	
CASE-9	○						○	○	
CASE-10	○					○		○	
CASE-11					○	○		○	

3.3 解析結果と考察

3.3.1 変位

解析結果のうち、坑道掘削時（STAGE-2）の変位分布を図－3.3.1.1に、支保工打設時（STAGE-3）の変位分布を図－3.3.1.2に示す。図中の x は水平右方向を正、y は鉛直上方向を正としている。

（1）坑道掘削による変位増分

坑道掘削時から支保工打設時までの変位増分が、坑道掘削後に測定できる変位である。表－3.3.1.1に、図－3.3.1.1および図－3.3.1.2から読み取った天端沈下、水平方向の内空変位、底版の浮上りを示す。

表－3.3.1.1 坑道掘削後の変位（単位：mm）

	①天端沈下 (mm)	②内空変位 (mm)	③底版浮上り (mm)	変形比 ②/ (①+③)
CASE-1	0.40	1.80	0.60	1.80
CASE-2	0.30	1.20	0.50	1.50
CASE-3	0.40	2.20	0.50	2.44
CASE-4	0.50	1.60	0.70	1.33
CASE-5	0.30	0.69	0.37	1.02
CASE-6	0.29	0.59	0.35	0.94
CASE-7	0.25	0.54	0.31	0.96
CASE-8	0.30	1.34	0.42	1.87
CASE-9	0.42	1.00	0.54	1.05
CASE-10	0.26	0.61	0.37	0.96
CASE-11	0.25	1.19	0.42	1.78

坑道の変形モードを各ケース間で比較するために、変形比を算出して表－3.3.1.1に示した。変形比が1.0に近づくほど坑道は等方的な変形が生じたことを示している。解析結果から、等方的な初期応力を設定したCASE5,6,7,9,10はその変形も等方的であり、異方的な初期応力値を設定したCASE8,11はその変形比が1.7～1.8と異方的な変形が生じたことが解る。

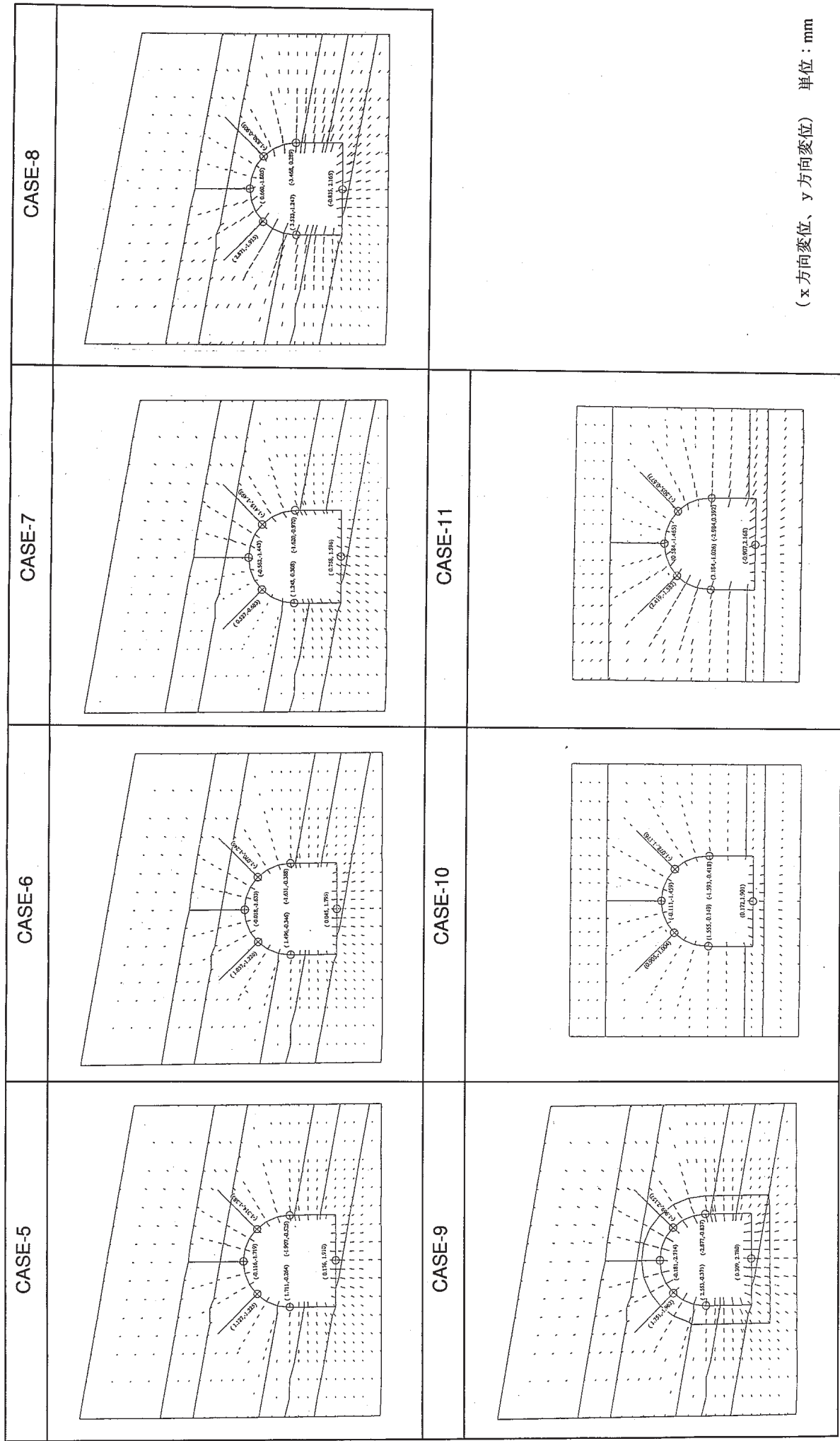


図-3.3.1.2 変位ベクトル図 (STAGE-3)

(2) 地中変位分布

(a) 岩相を考慮することによる影響

解析結果から、岩相の考慮の有無 (CASE-1, CASE-2) が地中変位分布に与える影響について考察する。解析から得た地中変位分布を図-3.3.1.3に示す。ここでいう地中変位量とは、最終状態 (STAGE-3) における、各測定点と計測坑道 (測線深度: 0.0m) の相対変位量である。解析結果から、試験坑道壁面 (測線深度: 12.0m) での地中変位量は、岩相を考慮しない場合 (CASE-1) で3.59mm, 岩相を考慮した場合 (CASE-2) で2.76mmという結果であった。

図-3.3.1.4にはCASE間で地中変位分布のモードを比較するために、それぞれのCASEについて試験坑道壁面変位で各測定点の地中変位を無次元化したグラフを示す。これから、地中変位分布のモードが両者でほとんど相違がないことが分かる。

変位量で両者間で相違が確認された原因は、解析に使用した岩盤モデルが水平成層モデルであり、地中変位計が位置する岩盤の水平方向の変形係数を、CASE-1で1.47GPa、CASE-2で1.96GPaと設定したためである。よって、今回のモデルでは、岩相の考慮の有無は地中変位でみる限り変位量に影響するが、その分布のモードへ与える影響は殆どないといえる。

(b) 岩相の変形異方性の相違による影響

解析結果から、岩相の変形異方性の相違 (CASE-2, CASE-3, CASE-4) が地中変位分布に与える影響について考察する。解析から得た地中変位分布を図-3.3.1.5に示す。解析結果から、試験坑道壁面での地中変位量は、変形異方性を考慮しない場合 (CASE-2) で2.76mm, 水平方向の変形係数をCASE-2の1/2とした場合 (CASE-3) で4.96mm, 垂直方向の変形係数をCASE-2の1/2とした場合 (CASE-4) で3.04mmという結果であった。

図-3.3.1.6には各CASEで地中変位分布のモードを比較するために、それぞれのCASEについて試験坑道壁面変位で各測定点の地中変位を無次元化したグラフを示す。これから、地中変位分布のモードが三者でほとんど相違がないことが分かる。

変形異方性の相違によって地中変位量に相違が確認された原因は、解析に使用した岩盤モデルが水平成層モデルであり、地中変位計が位置する岩盤の変形係数を、CASE-2、4で1.96GPa、CASE-3で1.47GPaと設定したためである。よって今回のモデルでは、岩相の変形異方性の相違は、地中変位でみる限り、変位量に影響するが、

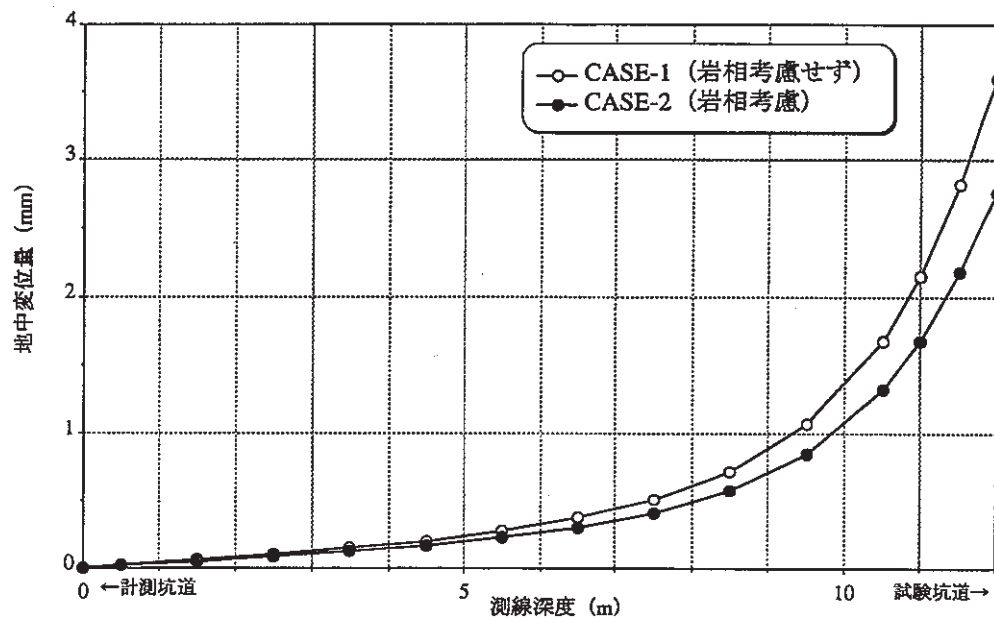


図-3.3.1.3 地中変位分布図 (CASE-1～CASE-2 : Stage3)

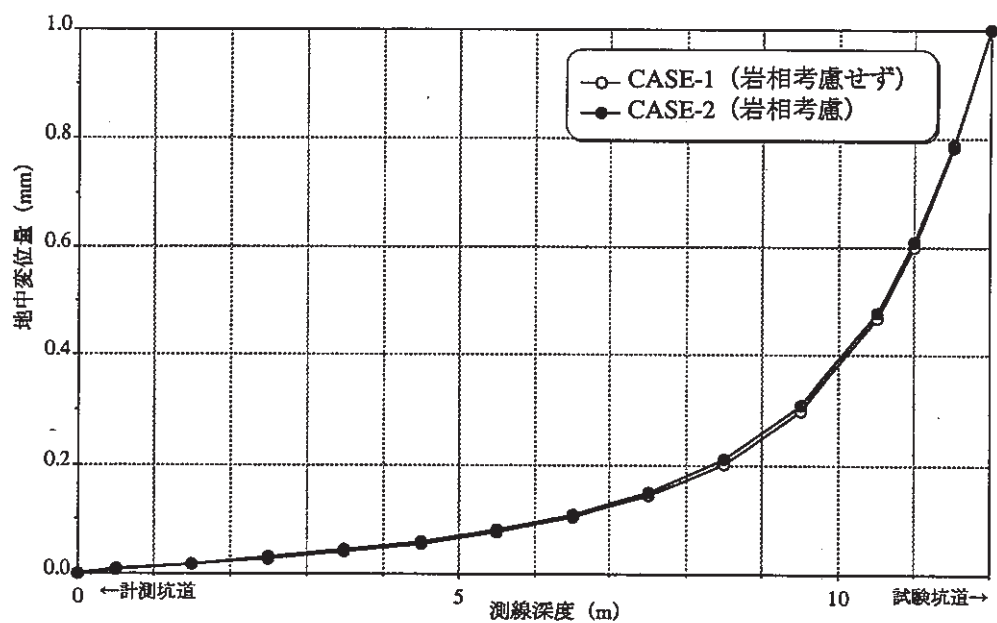


図-3.3.1.4 地中変位モード図 (CASE-1～CASE-2 : Stage3)

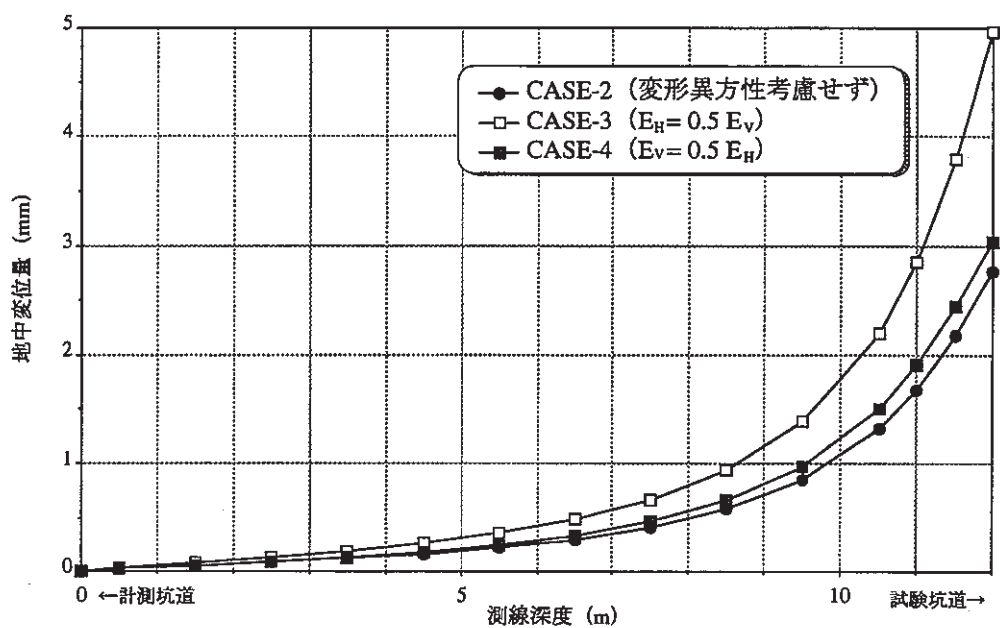


図-3.3.1.5 地中変位分布図 (CASE-2~CASE-4 : Stage3)

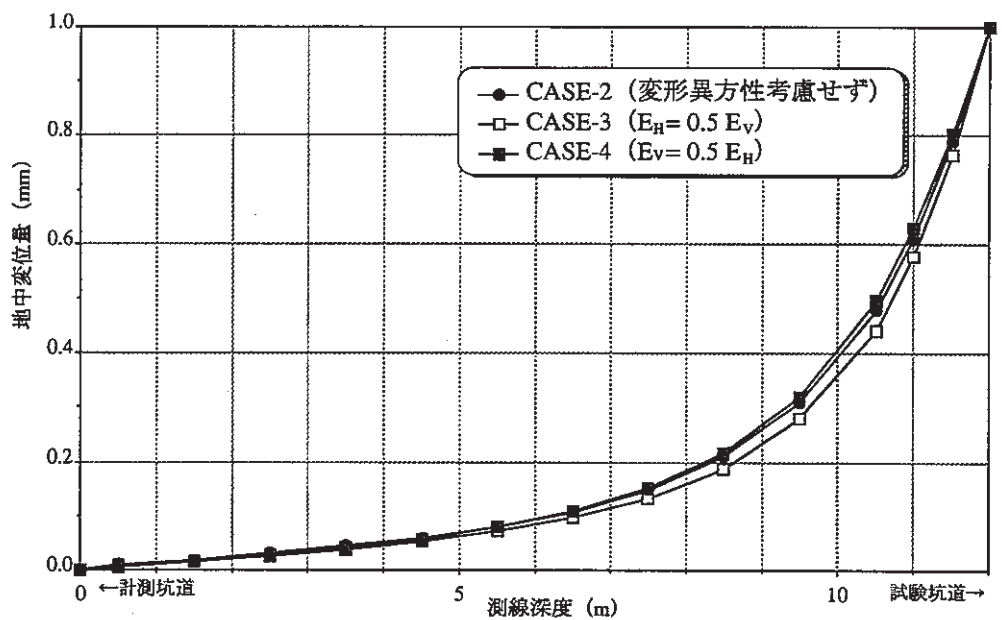


図-3.3.1.6 地中変位モード図 (CASE-2~CASE-4 : Stage3)

その分布のモードへ与える影響は殆どないといえる。

(c) 初期応力の相違による影響

解析結果から、初期応力の相違 (CASE-5, CASE-6, CASE-7, CASE-8) が地中変位分布に与える影響について考察する。解析から得た地中変位分布を図-3.3.1.7に示す。解析結果から、試験坑道壁面での地中変位量は、CASE-5 (1.73mm : $\sigma_x = 1.53\text{MPa}$) , CASE-6 (1.54mm : $\sigma_x = 1.32\text{MPa}$) , CASE-7 (1.23mm : $\sigma_x = 1.19\text{MPa}$) CASE-8 (3.76mm : $\sigma_x = 2.87\text{MPa}$) という結果であった。ここで、 σ_x とは、初期応力状態での x 方向 (水平方向) の直応力である。

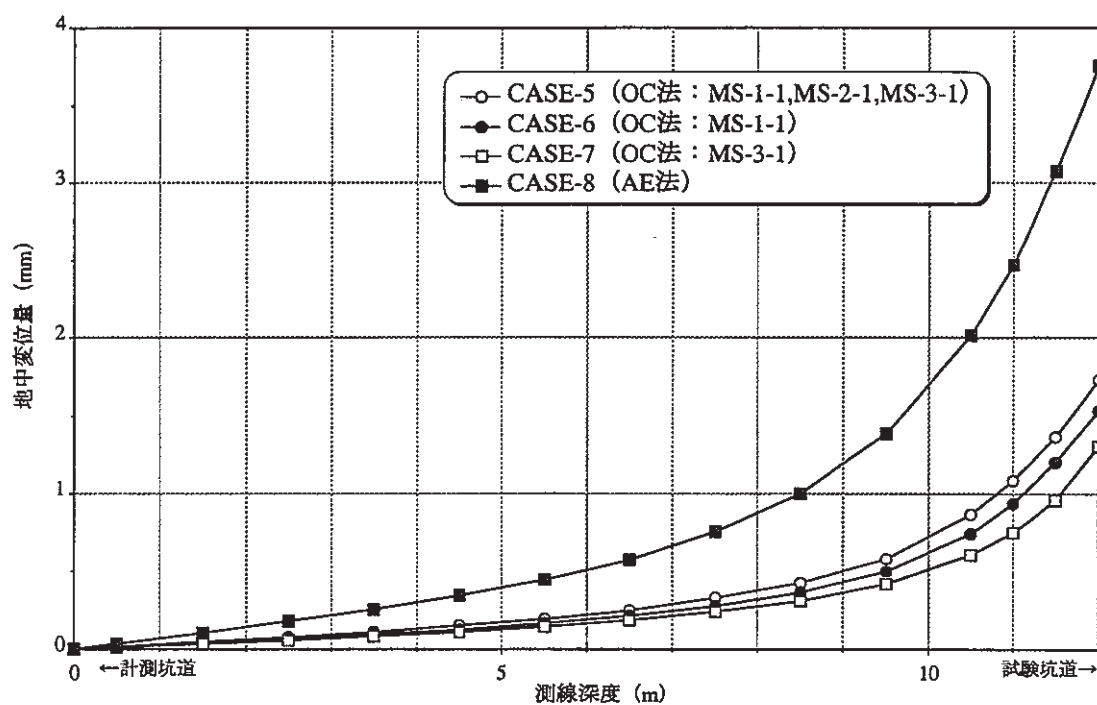
図-3.3.1.8には各CASEの地中変位のモードを比較するために、それぞれのCASEについて試験坑道壁面変位で各測定点の地中変位を無次元化したグラフを示す。これから、地中変位のモードが4つのケースでほとんど相違がないことが分かる。

初期応力の相違によって地中変位量に相違が確認された原因は、坑道に対して水平方向の変位に着目する地中変位が水平方向の初期応力値の大きさに応じてその大きさが定まっているためである。よって、初期応力の設定の相違は、地中変位でみる限り、測線方向の初期応力の大きさによって変位量は影響を受けるが、そのモードへ与える影響は少ないといえる。

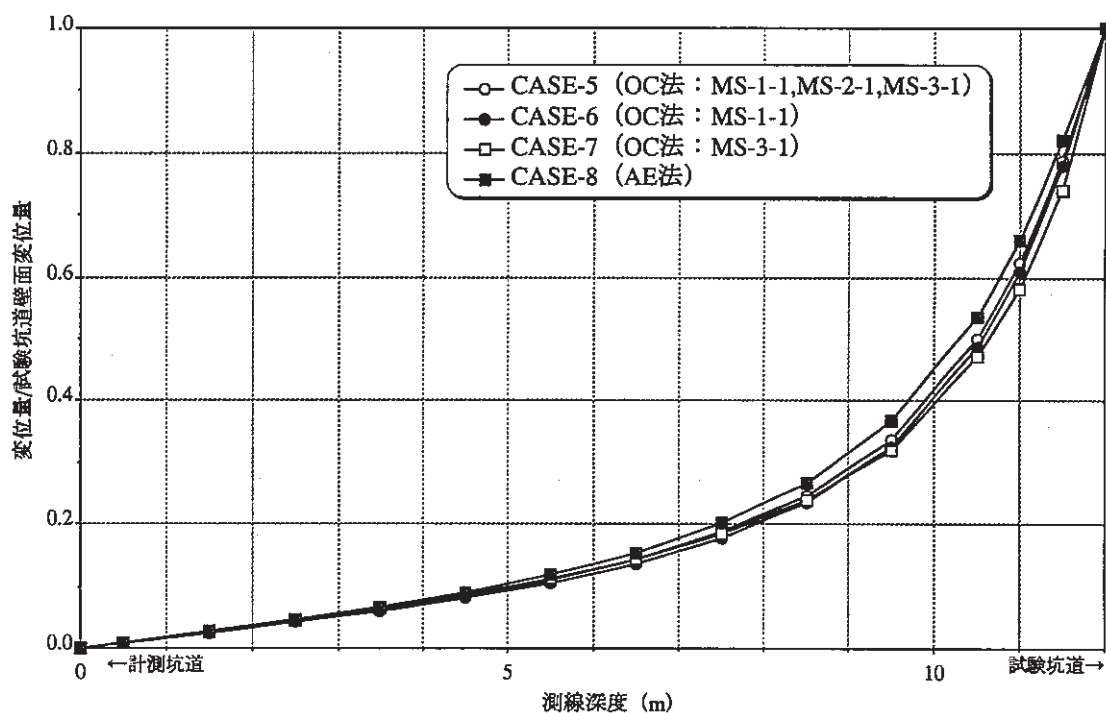
(d) 損傷領域の設定の有無による影響

解析結果から、損傷領域の設定の有無 (CASE-5, CASE-9) が地中変位分布に与える影響について考察する。解析から得た地中変位分布を図-3.3.1.9に示す。解析結果から、試験坑道壁面での地中変位量は、損傷領域を設定しない場合 (CASE-5) 1.73mmで、損傷領域を設定した場合 (CASE-9) で2.58mmという結果であった。

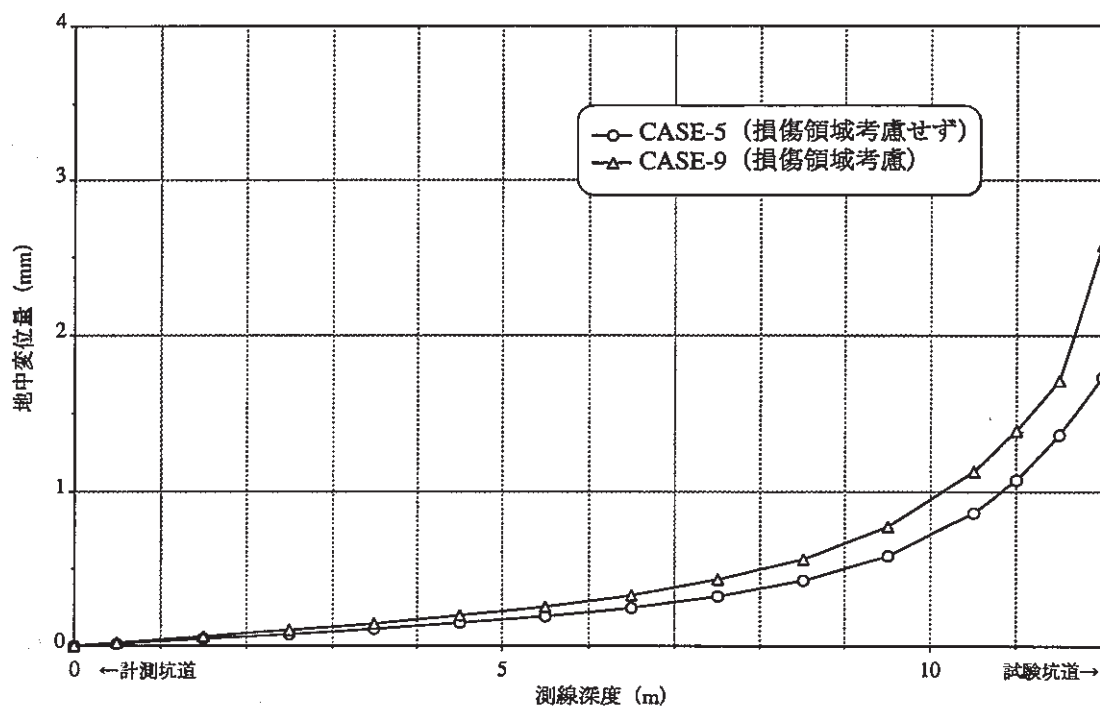
図-3.3.1.10にはCASE-5、9の地中変位のモードを比較するために、それぞれのCASEについて試験坑道壁面変位で各測定点の地中変位を無次元化したグラフを示す。これから、地中変位分布のモードが異なっており、損傷領域を設定した方が設定しなかった場合と比較して坑道近傍での地中変位の変化が著しいことが分かる。損傷領域の設定の有無によって地中変位量・分布に相違が確認された原因は、変形係数が岩盤健全部の30%の損傷領域を坑道壁面から0.5mの幅で設定したためである。よって、損傷領域の設定の有無による相違は、地中変位でみる限り、変位量、変位分布のモードに影響を与える。



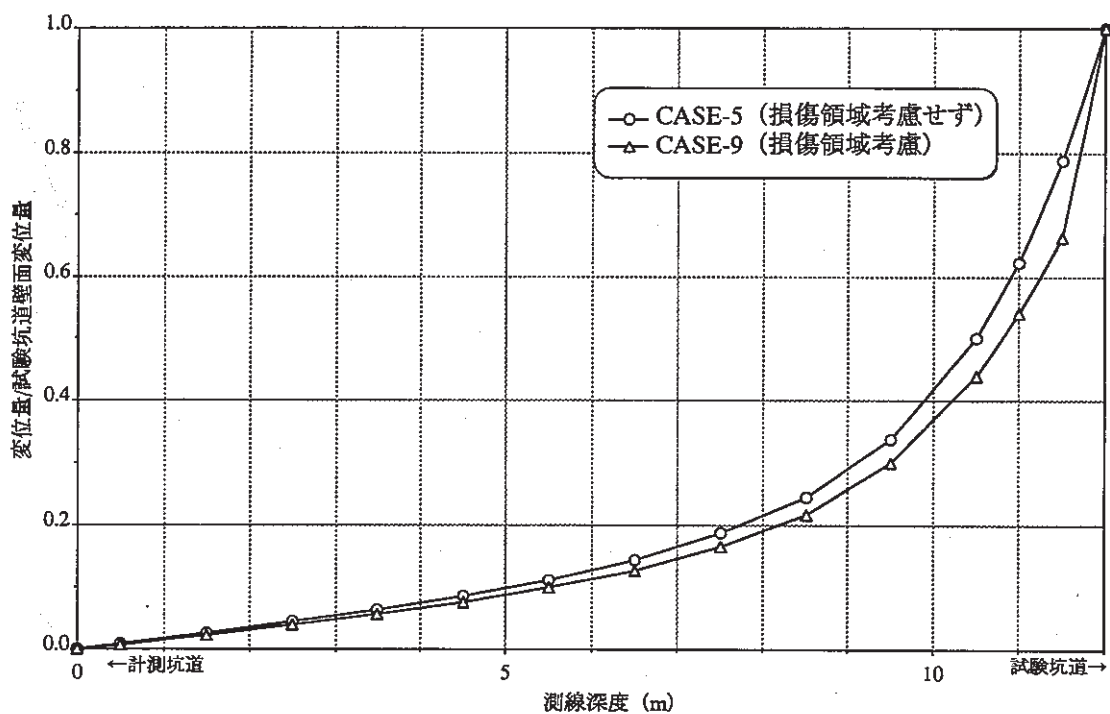
図－3.3.1.7 地中変位分布図 (CASE-5～CASE-8 : Stage3)



図－3.3.1.8 地中変位モード図 (CASE-5～CASE-8 : Stage3)



図－3.3.1.9 地中変位分布図 (CASE-5－CASE-9：Stage3)



図－3.3.1.10 地中変位モード図 (CASE-5－CASE-9：Stage3)

(e) 解析モデルの相違による影響

解析モデルの相違 (CASE-5, CAES-10) が地中変位分布に与える影響について考察する。解析から得た地中変位分布を図-3.3.1.11に示す。解析結果から、試験坑道壁面での地中変位量は、平成6年度モデルの場合 (CASE-5) で1.73mm、平成5年度モデルの場合 (CASE-10) で1.56mmという結果であった。これは、CASE-10では地中変位計測の測線の全てが細粒グループの岩盤 (変形係数: 1.96GPa) 内に位置しているが、CASE-5では坑道壁面近傍 (測線深度: 10.0m) で粗粒グループ (変形係数: 1.47GPa) に測線が位置しているためである。

図-3.3.1.12にはCASE-5、10の地中変位のモードを比較するために、試験坑道壁面変位で各測定点の地中変位を無次元化したグラフを示す。これから、地中変位のモードにはケース間で差が生じていないことが分かる。これは、細粒グループと粗粒グループの変形特性の差が小さい (変形係数比で1: 0.75) ために分布のモードとして明確な相違が現れなかったと判断できる。よって、解析モデルの相違による影響は地中変位でみる限り、変位量には影響を与えるが、変位分布のモードにはほとんど影響を与えない。

(f) 初期応力の相違による影響

解析結果から、初期応力の相違 (CASE-10, CASE-11) が地中変位分布に与える影響について考察する。解析から得た地中変位分布を図-3.3.1.13に示す。解析結果から試験坑道壁面での地中変位量は、OC法によって初期応力を設定したCASE-10で (1.56mm: $\sigma_x=1.53\text{MPa}$)、AE法によって初期応力を設定したCASE-11で (3.36mm: $\sigma_x=2.87\text{MPa}$) という結果であった。これは、坑道に対して水平方向の変位に着目する地中変位には水平方向の初期応力値の大きさに応じて変形量が定まっているためである。

図-3.3.1.14にはCASE-10、11の地中変位のモードを比較するために、試験坑道壁面変位で各測定点の地中変位を無次元化したグラフを示す。これから、地中変位のモードにはケース間で差が生じていないことが分かる。

今回実施した解析結果では、初期応力の設定の相違は地中変位でみる限り、変位量には影響を与えるが、変位分布のモードにはほとんど影響を与えていないことを平成5年度の解析モデルでも確認した。

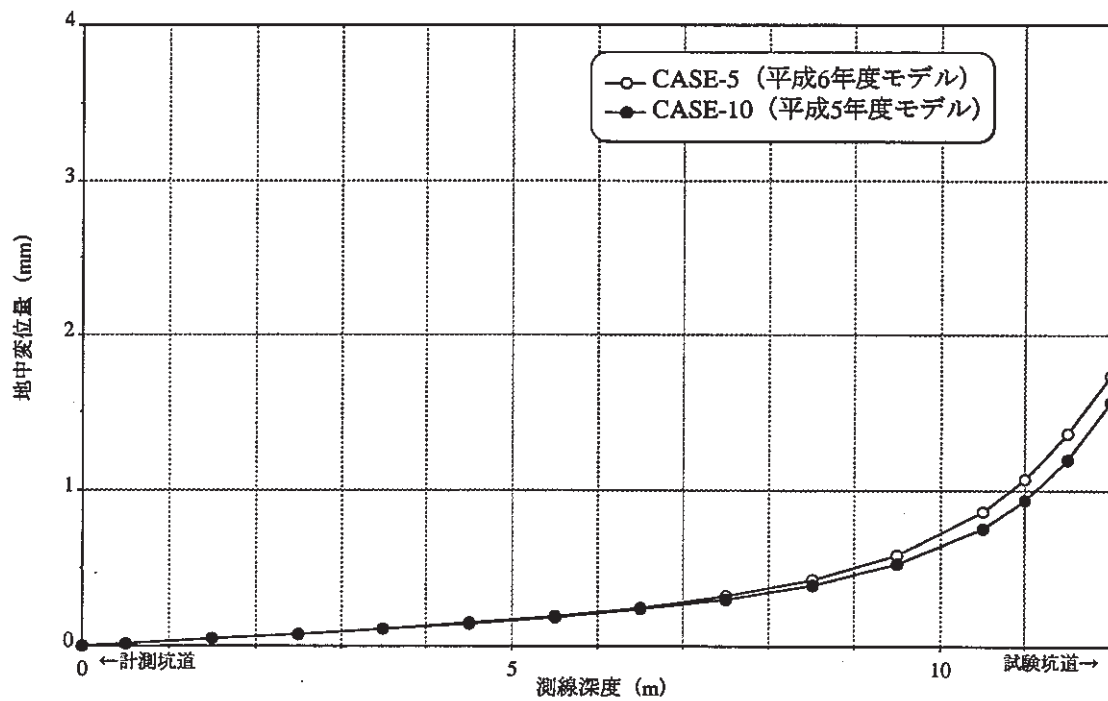


図-3.3.1.11 地中変位分布図 (CASE-5-CASE-10: Stage3)

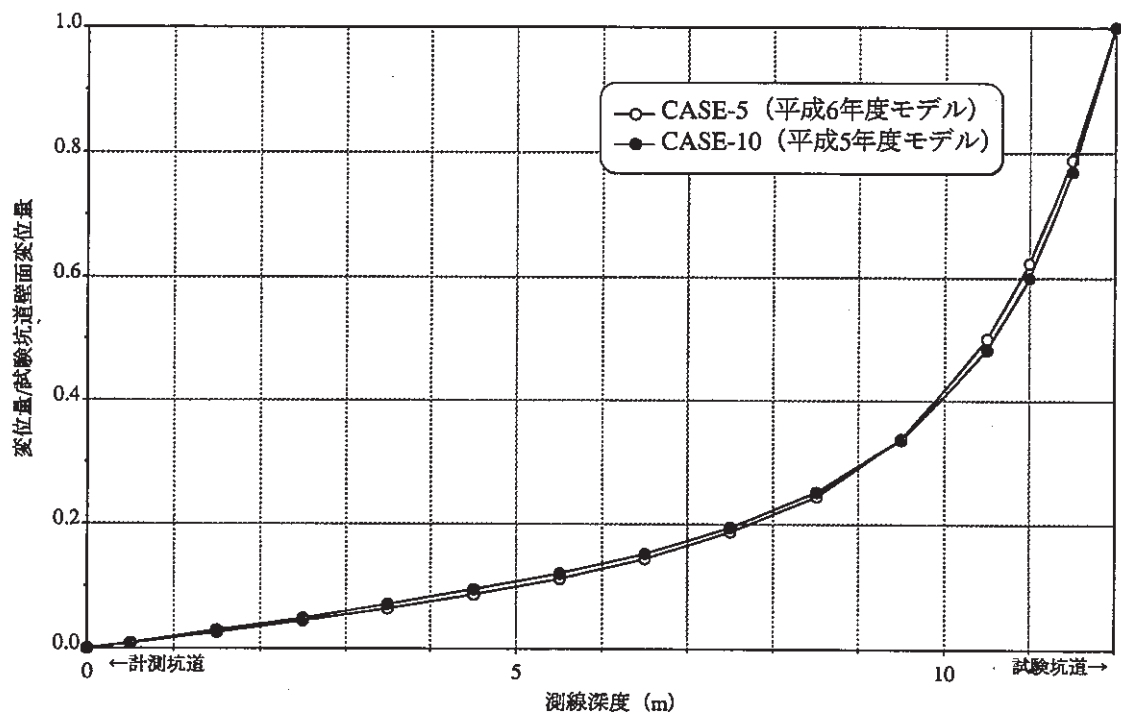


図-3.3.1.12 地中変位モード図 (CASE-5-CASE-10: Stage3)

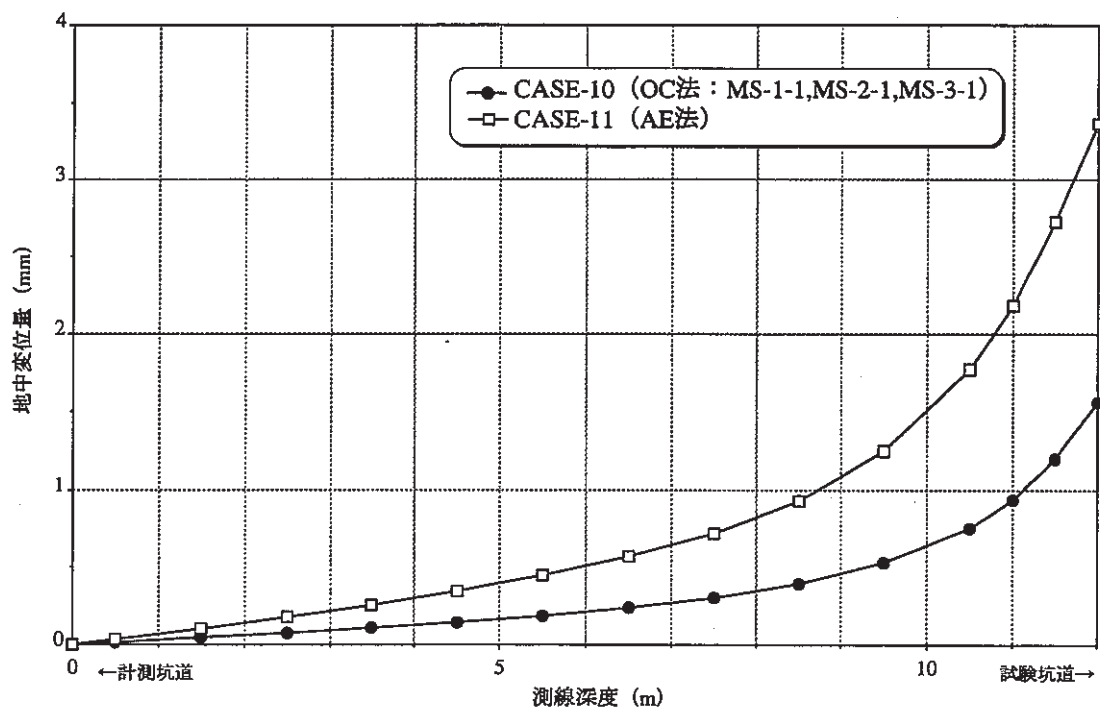


図-3.3.1.13 地中変位分布図 (CASE-10-CASE-11: Stage3)

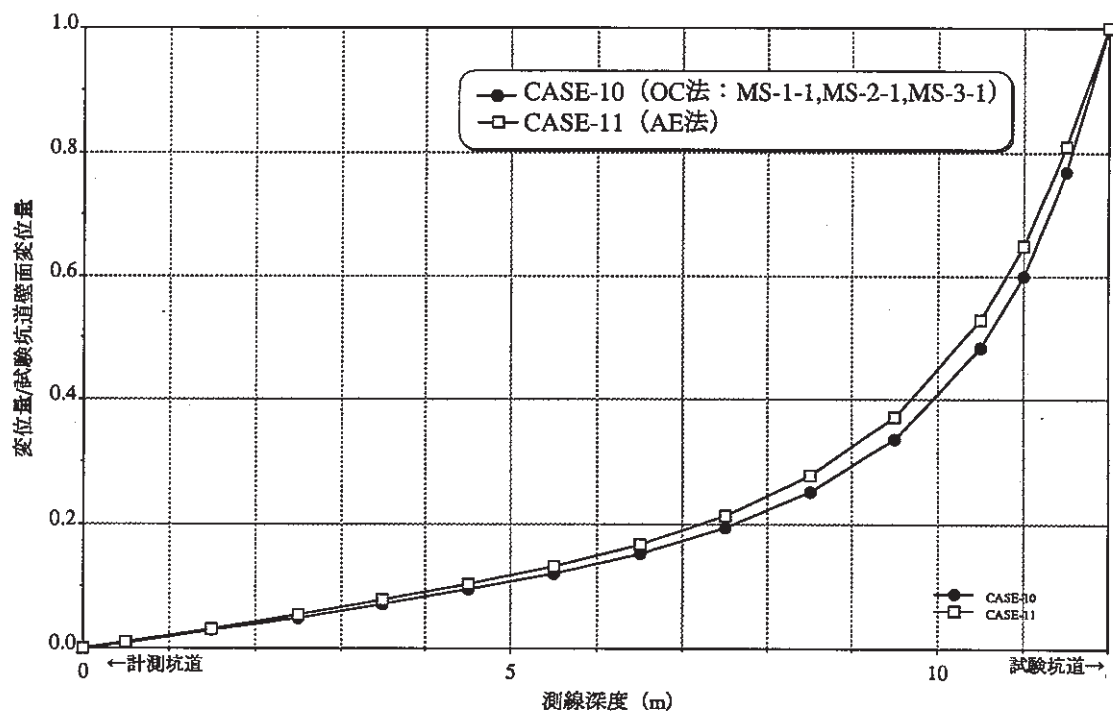


図-3.3.1.14 地中変位モード図 (CASE-10-CASE-11: Stage3)

3.3.2 主応力分布

解析結果のうち、坑道掘削時の主応力図を図-3.3.2.1に示す。また、支保工打設時の主応力図をそれぞれ図-3.3.2.2に示す。図中の坑道の天端、側壁、隅角部および岩相の境に○印を付し、その要素の主応力とその傾きを求めた。 σ_{\max} は最大主応力、 σ_{\min} は最小主応力をそれぞれ示す。また、 θ は最大主応力の、鉛直上方から反時計方向を正とした場合の傾きを表す。

(1) 坑道周辺岩盤の局所安全係数の分布

坑道周辺岩盤の局所安全係数の分布を図-3.3.2.3～図-3.3.2.6に示す。

局所安全係数は下図により定義されるもので、その値が1.0を下回るとき、数値解析上は塑性状態にあることを示す。

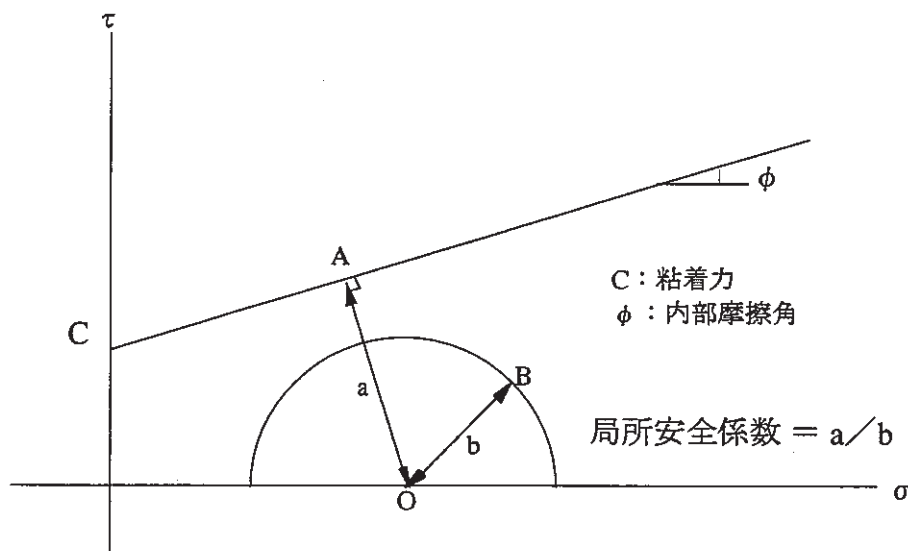


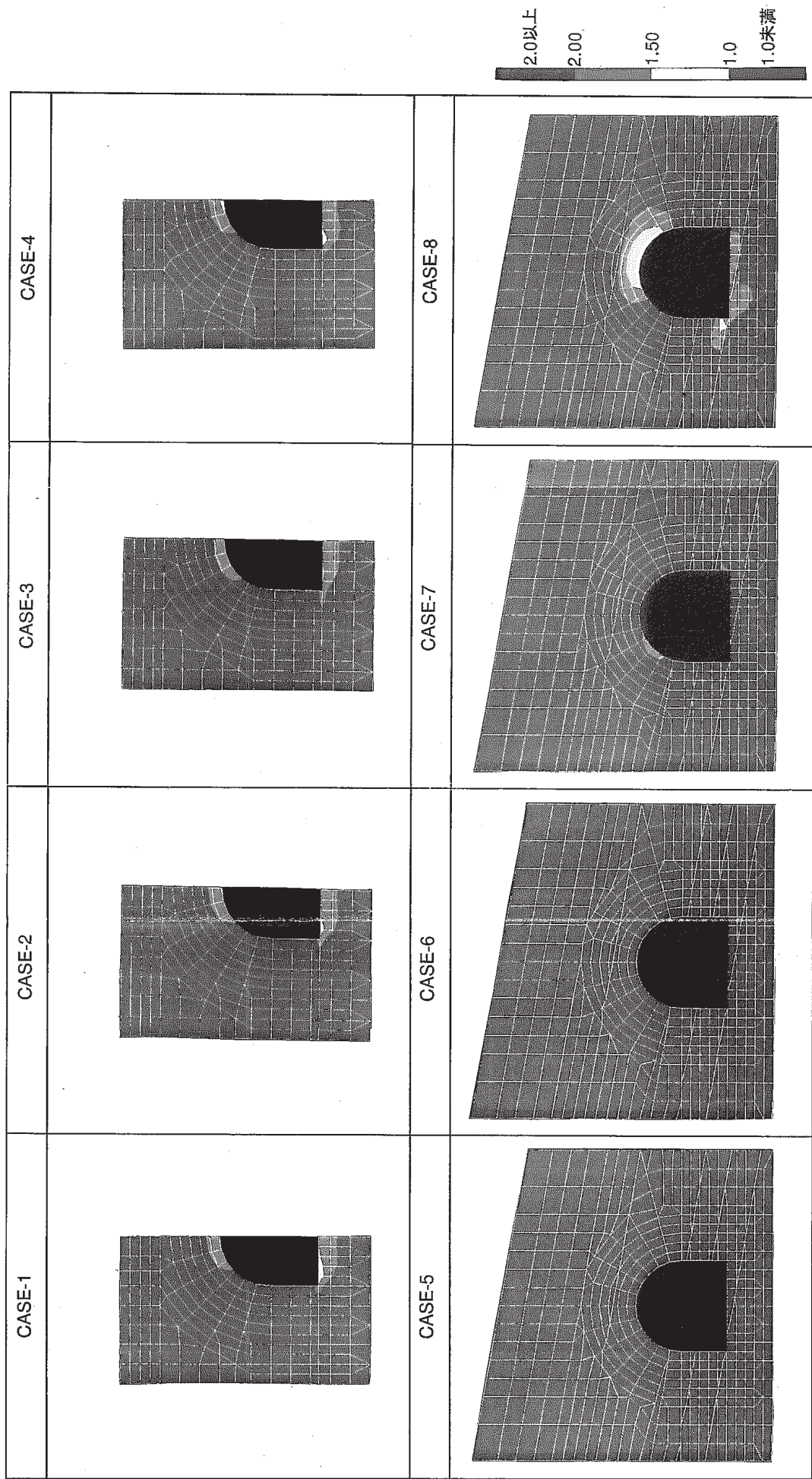
図-3.3.2.7 局所安全係数

以下に、支保工打設時の坑道周辺岩盤の局所安全係数の分布状況について述べる。解析結果から、局所安全係数が1.0を下回る領域がほとんど発生しなかったことから、ここでは、局所安全係数が2.0以上の部分を安定領域、それ以下になる領域を掘削により安定性が低下した領域として評価する。

(a) 岩相を考慮の有無および変形異方性の相違による影響

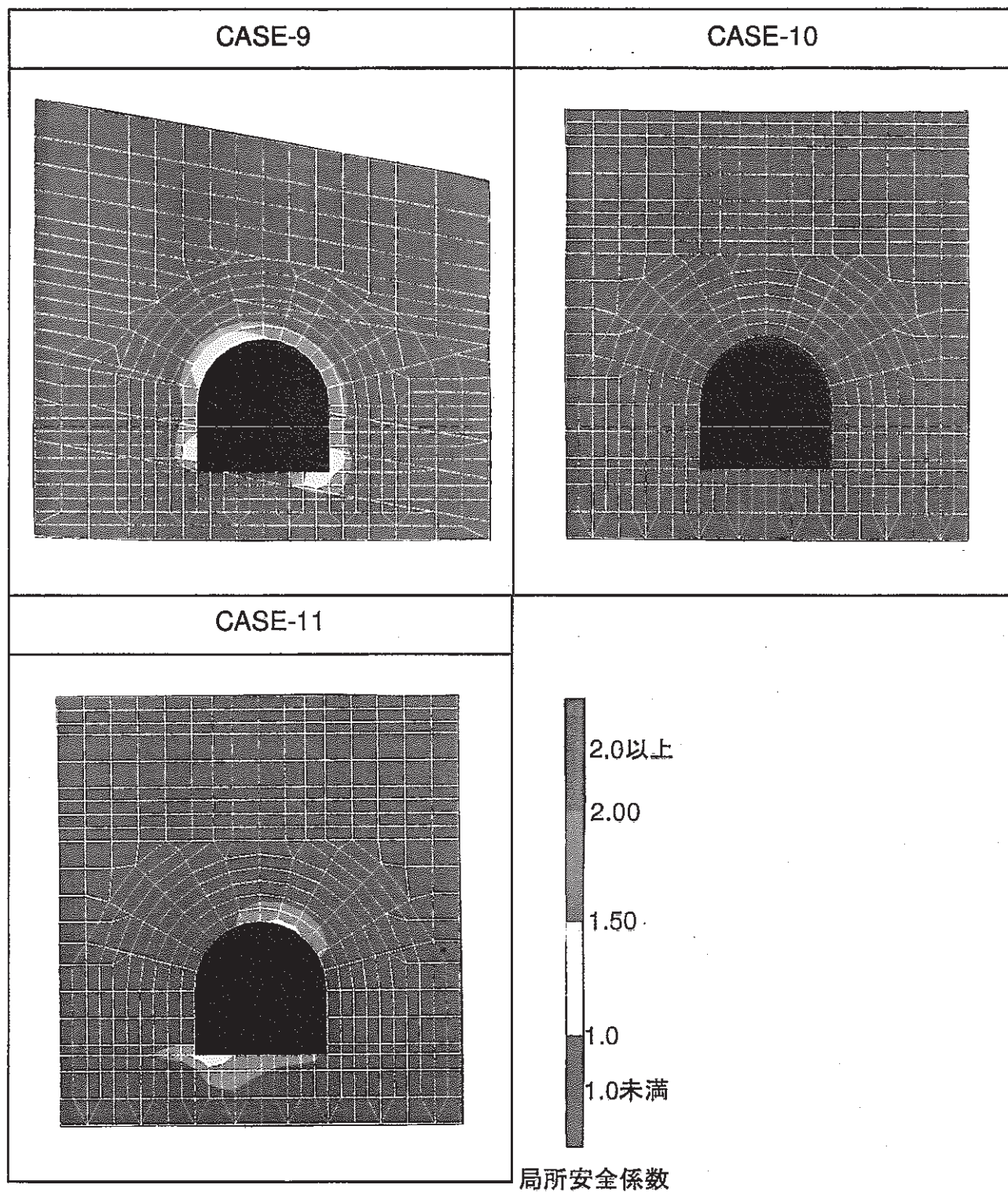
解析結果から、岩相の考慮の有無（CASE-1,CASE-2）、変形異方性の相違（CASE-2,CASE-3,CASE-4）が局所安全係数の分布に与える影響について考察する。

図-3.3.2.5から、岩相の考慮の有無が安定性低下領域の発生位置や幅にほとんど影響を与えていないことが分かる。同様に、変形異方性の相違（CASE-2,CASE-3,CASE-4）も安定性低下領域の発生位置や幅にほとんど影響を与えていないことが

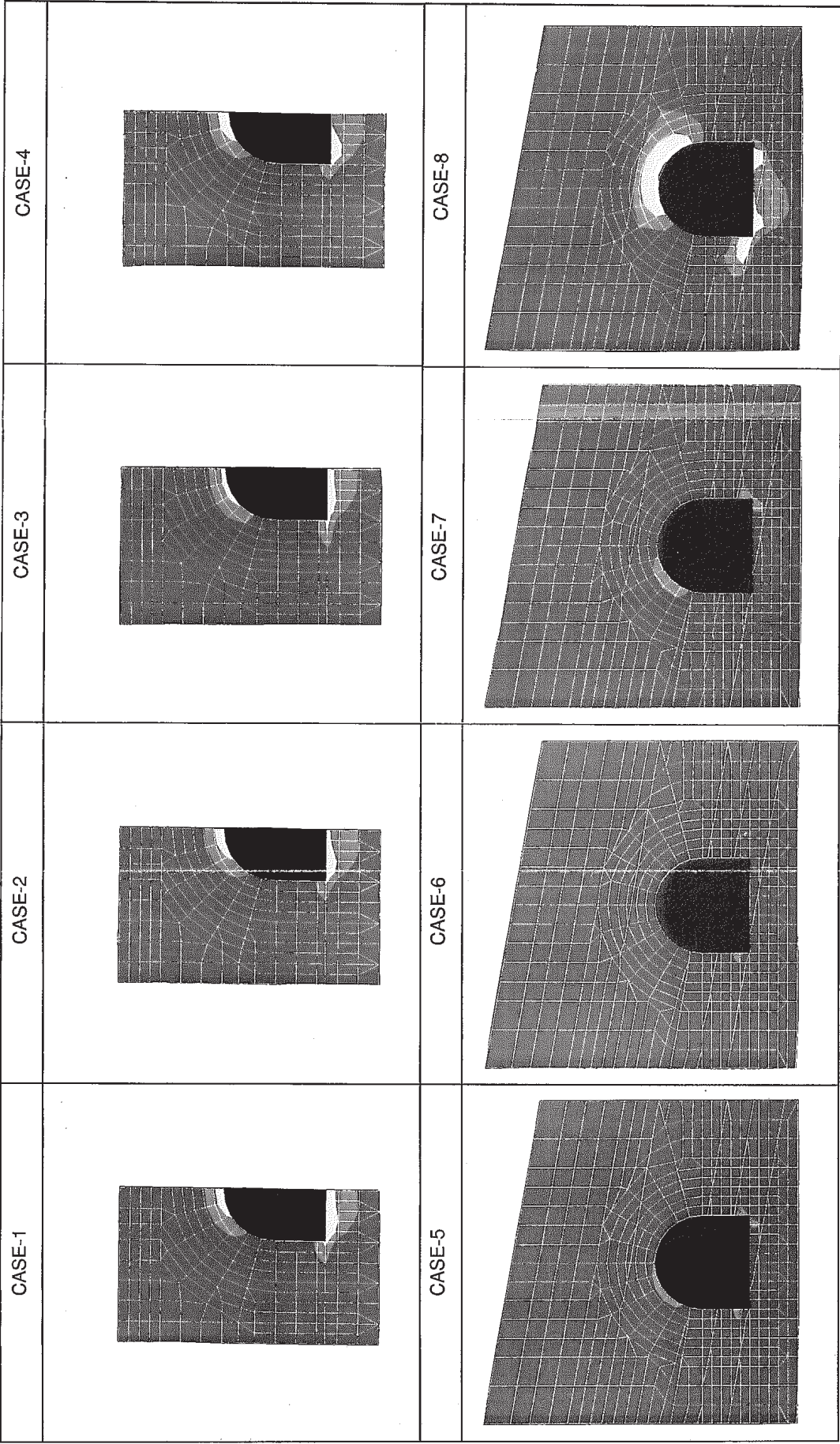


局所安全係数

図一3.3.2.3 局所安全係数分布図 (STAGE-2)



図一3.3.2.4 局所安全係数分布図 (STAGE-2)



局所安全係数

図一3.3.2.5 局所安全係数分布図 (STAGE-3)

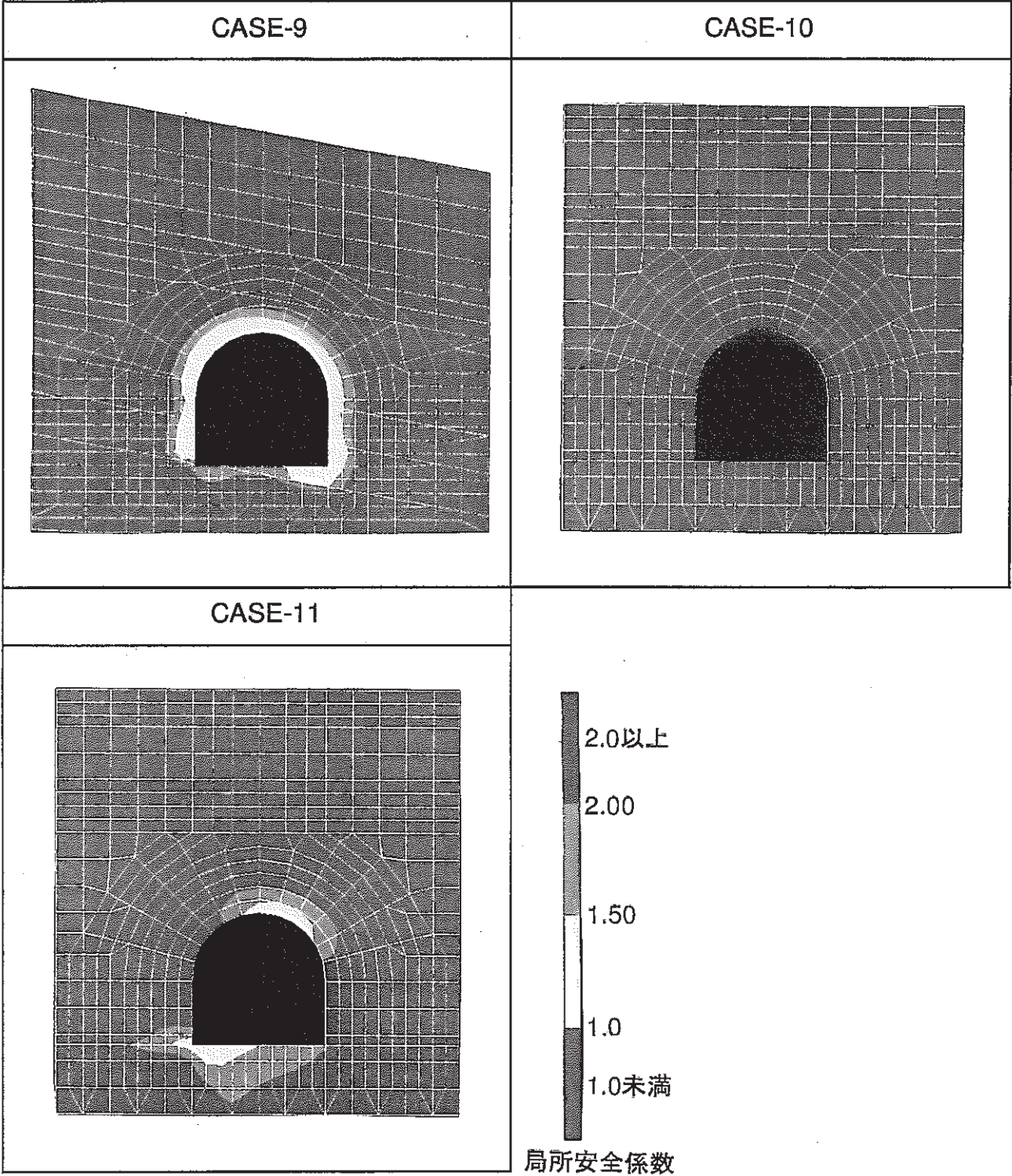


図-3.3.2.6 局所安全係数分布図 (STAGE-3)

分かる。これは、変形異方性の相違は、岩盤の変形挙動に影響を与えるが、応力分布にはほとんど影響を与えないためである。

(b) 初期応力の相違による影響

解析結果から、初期応力の相違 (CASE-5, CASE-6, CASE-7, CASE-8) が安定性低下領域の発生位置や幅に与える影響について考察する。図-3.3.2.5から、OC法で初期応力を設定したCASE-5, CASE-6, CASE-7は安定性低下領域が殆ど発生せず (最大でCASE-7: 幅25cm)、局所安全係数も、すべて1.5以上である。AE法で初期応力を設定したCASE-8では坑道の天端右に局所安全係数1.0未満の領域が発生し、天端右や底版 (天端右: 幅75~100cm, 底版: 75~100cm) に安定性低下領域が確認できる。この相違が生じた原因として、OC法で設定した応力の平均応力が (CASE-5: 1.57MPa, CASE-6: 1.42MPa, CASE-7: 1.28MPa) がAE法で設定した応力の平均応力 (CASE-8: 2.36MPa) と比較して小さかったことと、AE法で設定した応力が異方的であったことが考えられる。

今回の解析結果においては、初期応力の設定の相違は、安定性低下領域でみる限りその影響が大きいといえる。初期応力の方向は、安定性低下領域の分布位置を、初期応力の大きさはその大きさ (壁面からの幅) を決定するパラメータである。

(c) 損傷領域の設定の有無による影響

解析結果から、損傷領域の設定の有無 (CASE-5, CASE-9) が安定性低下領域の発生位置や幅に与える影響について考察する。図-3.3.2.5, 6から、損傷領域を設定しない場合 (CASE-5)、安定性低下領域が天端左および底版に限定され、その幅も最大で25cm程度である。損傷領域を設定した場合 (CASE-9)、安定性低下領域は坑道壁面全周に発生し、その幅は50cm程度である。今回の解析結果から、損傷領域の設定の有無は安定性低下領域の分布でみる限りその影響は大きく、損傷領域の設定は安定性低下領域の分布位置、大きさ (壁面からの幅) を決定するパラメータである。

(d) 解析モデルの相違による影響

解析モデルの相違 (CASE-5, CAES-10) が安定性低下領域の発生位置や幅に与える影響について考察する。図-3.3.2.5, 6から、平成5年度モデル (CASE-10) では低下領域がほとんど発生しなかったのに対して、平成6年度モデル (CASE-5) では天端と底版で安定性低下領域が発生した。これは、坑道周辺の岩盤がCASE-10ではその

ほとんどが細粒グループであるのに対して、CASE-5では坑道周辺（天端、底版）位置の岩盤が粗粒グループである。したがって、細粒グループと比較して強度が小さい粗粒グループが坑道周辺に分布しているためにCASE-5では安定性低下領域が発生したことが分かる。今回実施した解析結果では、解析モデルの相違は安定性低下領域の分布でみる限り影響があることが分かる。

（e）初期応力の相違による影響

解析結果から、初期応力の相違（CASE-10,CASE-11）が安定性低下領域の発生位置や幅に与える影響について平成5年度の解析モデルを用いて考察する。図-3.3.2.6から、OC法で初期応力を設定したCASE-10では安定性低下領域が発生しなかったのに対して、AE法で初期応力を設定したCASE-11では天端右と底版で低下領域が発生した。この相違が生じた原因として、OC法で設定した応力の平均応力が（CASE-10：1.57MPa）がAE法で設定した応力の平均応力（CASE-11：2.36MPa）と比較して小さかったことと、AE法で設定した応力の異方性が大きいことが考えられる。（b）と同様に、今回の解析結果においては、初期応力の設定の相違は、安定性低下領域でみる限りその影響が大きいことを（平成5年度モデル）でも確認した。

3.4 まとめ

平成5年度、6年度の2年間で、東濃鉱山北延NATM坑道周辺の掘削挙動解析を実施した。解析は、岩相、変形異方性、初期応力、損傷領域といったパラメータを考慮して11ケース行った。解析結果から、坑道の変形、地中変位分布、局所安全係数を用いて考察した。

(1) 坑道の変形

坑道の変形量には、初期応力の相違、変形異方性の有無が解析結果に与える影響が大であった。内空変位の計算値は最大で2.2mmで水平方向の変形係数を鉛直方向の1/2倍とした場合（CASE-3）であった。

坑道の変形モード（異方性）も初期応力の相違、変形異方性の有無が解析結果に与える影響が大であった。

(2) 地中変位分布

地中変位量は、解析に用いる各種パラメータ（初期応力、岩相、変形異方性の違い）によって影響を受けた。坑道掘削時の地中変位量（試験坑道壁面位置）の最大は、3.98mmで水平方向の変形係数を鉛直方向の1/2倍とした場合（CASE-3）であった。

地中変位分布のモードは、損傷領域の有無によるものだけが、その影響が顕著であった。

(3) 局所安全係数

局所安全係数の分布図では試験坑道掘削時の坑道周辺岩盤には、破壊領域（局所安全係数1.0以下）の発生がほとんど確認できないことから、坑道周辺岩盤は弾性的な挙動を示すことが分かった。

安定性が低下した領域（局所安全係数2.0以下）は、解析に用いる各種パラメータ（初期応力、岩相、変形異方性の違い）によってその分布位置や大きさに影響を受けた。

4. 調査・解析結果のまとめ

平成7年度に機械掘削が予定されている坑道の周辺岩盤の掘削前の力学的・水理学的な特性を把握することと、坑道掘削に伴う岩盤の変位や応力状態の変化を予測することを目的として、これまでに述べた事前調査および事前解析を実施した。これらの調査・解析から得られた成果を、平成5年度に実施した事前調査および事前解析結果と併せて以下にまとめる。

4.1 事前調査結果のまとめ

事前調査の数量一覧を表-4.1.1に示す。

表-4.1.1 事前調査数量一覧

	調査試験項目	方法	数量	備考
平成5年度	室内試験	物理試験	6本	細粒砂岩3本、粗粒砂岩3本
		一軸圧縮試験	12本	細粒砂岩6本、粗粒砂岩6本
		三軸圧縮試験	24本	拘束圧 (0.98,1.96,2.94Mpa) 粗粒砂岩12本 粗粒砂岩12本
		弾性波速度測定	15本	細粒砂岩8本、粗粒砂岩7本
		比抵抗測定	15本	細粒砂岩8本、粗粒砂岩7本
	孔内壁面観察	BIP システム	103.3m	MH-1,MH-2,MK-1,MT-1,MT-2,MC-1,MC-2孔
	孔内載荷試験	等圧分布載荷方式	5点	MK-1孔
	初期地圧測定	AE法	1点	MS-1孔
	トモグラフィー調査	弾性波・比抵抗	1断面	MT-1,MT-2孔
平成6年度	室内試験	透水試験	1本	拘束圧11段階
	孔内壁面観察	BIP システム	23.22m	MD-1,MD-2孔
	岩盤内変位計設置	地中変位計設置	1孔	MD-1孔
		スライディングマイクロメーター用ケーシング設置	1孔	MD-2孔

4.1.1 室内試験

(1) 一軸圧縮試験

- ・一軸圧縮強度は、細粒砂岩の垂直方向が7.35～8.82MPa、水平方向が3.92～5.39MPa、粗粒砂岩が2.45～3.43MPa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。
- ・局所変位計測で求めた割線変形係数は、外部変位計で得たものの約2倍であった。
- ・細粒砂岩についてはコアの採取方向で強度の違いが見られる。しかしながら、この違いが採取位置で生じたものか、採取方向で生じたものかは今回の試験結果からは判断できなかった。

(2) 三軸圧縮試験

- ・強度定数は同一岩相間でばらつきが大きく、異方性の有無は判断できなかった。
- ・最大強度の拘束圧依存性は、細粒砂岩では見られない。粗粒砂岩では拘束圧の増加に伴って強度も増加する。
- ・割線弾性係数の拘束圧依存性は、細粒・粗粒ともにみられ、拘束圧の増加に伴って割線弾性係数も増加した。
- ・ポアソン比の拘束圧依存性は細粒・粗粒ともに今回の試験結果からでは判断できなかった。

(3) 弾性波速度測定

- ・岩相毎に弾性波速度は異なっており、細粒砂岩の方が粗粒砂岩よりも弾性波速度は大きい
- ・弾性波速度の異方性は各方向の平均値で比較すれば粗粒砂岩で表れている。しかしその程度は小さく明瞭ではない。

(4) 比抵抗測定

- ・岩相毎に比抵抗値は異なっており、細粒砂岩の方が粗粒砂岩よりも大きな値を示した。
- ・供試体の方向別の体積含水率と比抵抗値を比較した結果、両者には高い相関性が認められた。

(5) 初期応力測定

- ・水平方向の初期地圧成分は、鉛直方向の初期地圧成分に比べて1.2～1.7倍と大きく、当該地点の初期地圧状態は異方的であるといえる。
- ・最大主応力は3.5MPaであった。

(6) 透水試験

- ・土岐夾炭累層下部層の岩石試料の透水係数は、全試験ケースの平均値で $1.46 \times 10^{-11} \text{cm/sec}$ と非常に小さい。平成4年度(1992)の土岐夾炭累層下部層の試験結果¹⁾と比較して、透水係数が1/5～1/6であった。
- ・有効封圧1～10MPaの範囲では、土岐夾炭累層下部層の岩石試料の透水係数に及ぼす有効封圧の有意な影響は認められなかった。この傾向は、平成4年度の試験結果¹⁾でも同様に認められなかった。

- ・有効封圧の上昇を行う前の最初の有効封圧条件と、有効封圧を下降させて初めの条件に戻した有効封圧条件とでそれぞれ3回ずつ透水係数を繰り返し測定した。その結果、どちらの場合も透水係数には有意な変化は見られなかった。

4.1.2 原位置調査

(1) 孔内壁面観察

孔内壁面観察を平成5、6年度に実施した。ここでは、すべての結果を示し、その結果を整理する。

表－4.1.2.1 孔内壁面観察結果

	MC-2	MC-1	MT-2	MT-1	MD-2	MD-1	MK-1	MH-2	MH-1
観察長 (m)	11.6	11.6	23.1	22.6	11.47	11.75	11.5	11	11.9
き裂本数 (本)	11	9	31	11	17	30	22	35	42
出現頻度 (本/m)	0.9	0.8	1.3	0.5	1.5	2.6	1.9	3.2	3.5
走向傾斜の卓越極	N35W86W	N14E42E	N1W65W	N58W37E	N13E72E	N6E76E	N15E79E	N8E76E	N3E89E

・き裂の卓越極

平成5年度、6年度の結果を総合的に判断した結果、今回の調査で観測されたき裂の卓越極は、南北走向で鉛直傾斜である。

・き裂頻度

観察したボーリング孔によってばらつきが大きい。(0.5～3.5本/m)

・ボーリング柱状図と孔内壁面観察で得たき裂位置を図－4.1.2.1に示す。

これから以下のことがわかる。

殆どのボーリング孔で深度0～1mの区間にき裂が多数確認されている。これは、計測坑道の掘削影響およびボーリング孔の掘削によって生じている可能性がある。したがって、岩盤に存在しているき裂と掘削によって生じたき裂を分類した上で出現頻度や方向を整理する必要がある。

- ・ボーリングコア観察によって計測されたき裂頻度と孔内壁面観察によって計測されたものを比較する。(表－4.1.2.2)

表－4.1.2.2 ボーリングコア観察結果

		MC-2	MC-1	MT-2	MT-1	MD-2	MD-1	MK-1	MH-2	MH-1
孔内壁面観察	観察長 (m)	11.6	11.6	23.1	22.6	11.47	11.75	11.5	11	11.9
	き裂本数 (本)	11	9	31	11	17	30	22	35	42
	出現頻度 (本/m)	0.9	0.8	1.3	0.5	1.5	2.6	1.9	3.2	3.5
ボーリングコア観察	掘削深度 (m)	12	12	24	26	12	12	12	11.75	11.81
	き裂本数 (本)	7	15	13	25	49	55	5	9	22
	出現頻度 (本/m)	0.6	1.3	0.5	1	4.1	4.6	0.4	0.8	1.9

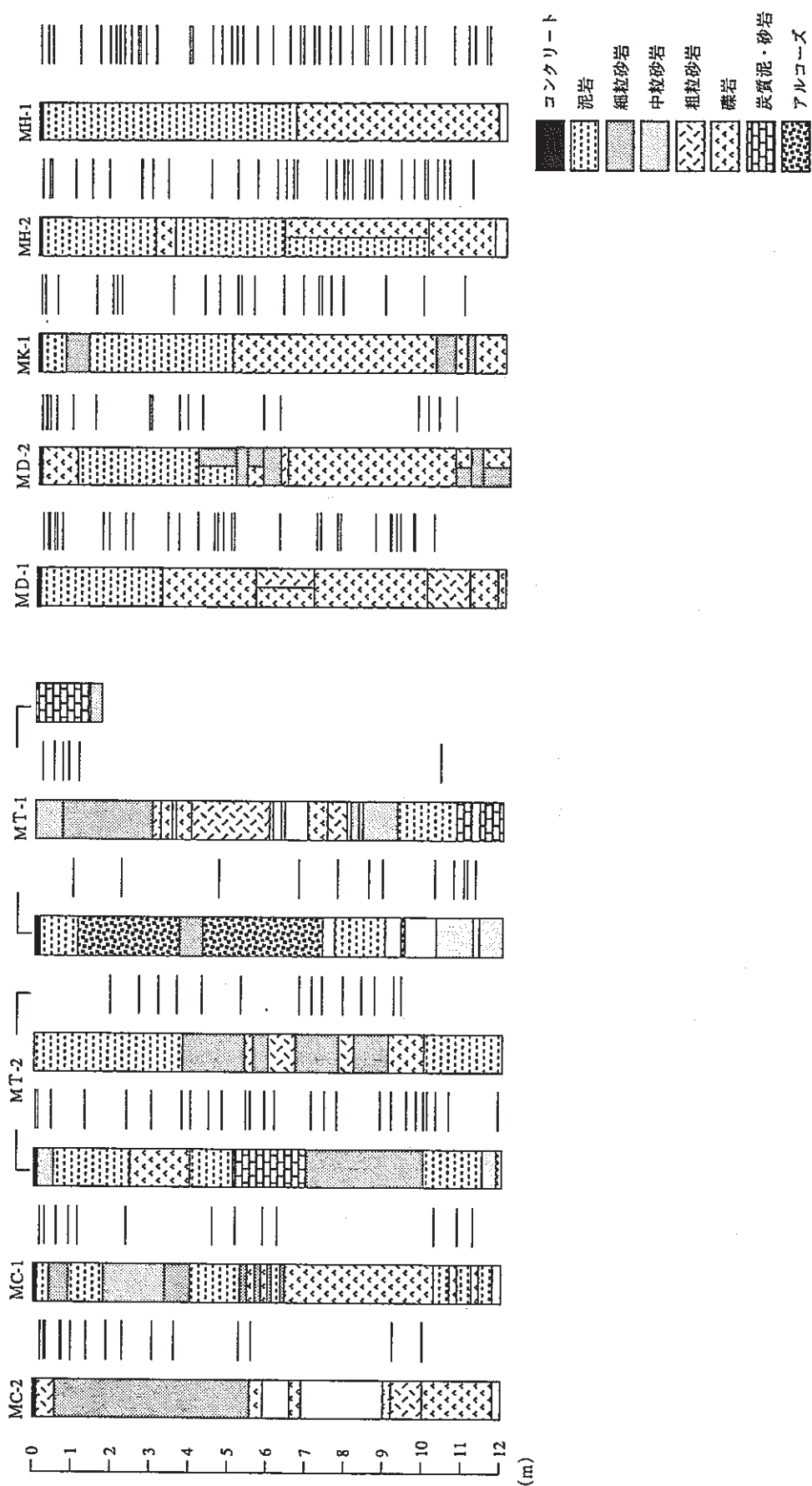


図-4.1.2.1 コア観察～孔内壁面観察き裂位置

従来、孔内壁面観察では自然状態に近い岩盤のき裂を観察しているのに対してコア観察ではその採取時の振動や衝撃によって発生するき裂を含んだ形で観察するため、孔内壁面観察結果とコア観察結果を比較すると、き裂頻度ではコア観察の方が孔内壁面観察結果よりも数多くのき裂を計測することが報告されている。

しかしながら、今回の観察結果ではボーリング孔によって壁面観察の方が多いものコア観察の方が多いものと一様な傾向は見られなかった。

ここでは、この相違となった要因をまとめることにとどめる。

- ・ボーリング径によってボアホールテレビの分解能が異なっている。
- ・システムの分解能の限界から、ヘアークラックがすべて観察されていない可能性がある。
- ・コア観察ではその採取時の振動や衝撃によって発生した人工き裂と天然き裂の識別が困難であったために、き裂本数を孔内壁面観察よりも多く評価している可能性がある。

(2) 孔内載荷試験

- ・変形係数は、600～900MPa（平均で約700MPa）である。
- ・得られた変形係数および接線弾性係数のバラツキは、岩盤内の空隙状態や岩盤の固結度が不均一であるためと考えられる。

(3) トモグラフィー調査

(a) 弾性波トモグラフィー

- ・調査断面全体として見ると、弾性波速度が2.0～2.6km/secの値を示すことが分かった。
- ・将来の坑道掘削地点周辺では2.0～2.4km/secの値を示す。

(b) 比抵抗トモグラフィー

- ・調査断面全体として見ると、比抵抗値が10Ω～20Ωの値を示すことが分かった。
- ・将来の坑道掘削地点周辺では10Ω～15Ωの値を示す。

4.2 事前解析結果のまとめ

平成5年度、6年度の2年間で、東濃鉱山北延NATM坑道周辺の掘削挙動解析を実施した。解析は、岩相、変形異方性、初期応力、損傷領域といったパラメータを考慮して11ケース行った。解析結果から、坑道の変形、地中変位分布、局所安全係数を用いて考察した。

(1) 坑道の変形

坑道の変形量には、初期応力の相違、変形異方性の有無が解析結果に与える影響が大であった。内空変位の計算値は最大で2.2mmで水平方向の変形係数を鉛直方向の1/2倍とした場合（CASE-3）であった。

坑道の変形モード（異方性）も初期応力の相違、変形異方性の有無が解析結果に与える影響が大であった。

(2) 地中変位分布

地中変位量は、解析に用いる各種パラメータ（初期応力、岩相、変形異方性の違い）によって影響を受けた。坑道掘削時の地中変位量（試験坑道壁面位置）の最大は、3.98mmで水平方向の変形係数を鉛直方向の1/2倍とした場合（CASE-3）であった。

地中変位分布のモードは、損傷領域の有無によるものだけが、その影響が顕著であった。

(3) 局所安全係数

局所安全係数の分布図では試験坑道掘削時の坑道周辺岩盤には、破壊領域（局所安全係数1.0以下）の発生がほとんど確認できないことから、坑道周辺岩盤は弾性的な挙動を示すことが分かった。

安定性が低下した領域（局所安全係数2.0以下）は、解析に用いる各種パラメータ（初期応力、岩相、変形異方性の違い）によってその分布位置や大きさに影響を受けた。

参考文献

2.4 透水試験

- 1)動力炉・核燃料開発事業団委託研究成果報告書（1993）：立坑掘削影響試験のうち岩盤挙動の調査（IV）～堆積岩の掘削に伴う特性変化に関する基礎的研究～、PNC ZJ1449 93-003
- 2)青木智幸、他：高精度トランジェントパルス透水試験機の開発、土木学会第49回年次学術講演会、III-43, pp.80-81, 1994
- 3)Brace, W.F. et al. : Permeability of granite under high pressure, Journal of Geophysical Research, Vol. 73, No. 6, pp.2225-2236, 1968
- 4)Hsieh, et al. : A transient laboratory method for determining the hydraulic properties of tight rocks-I Theory. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., Vol. 18, pp. 245-252, 1981
- 5)石島洋二、他：トランジェントパルス法による岩石の透水係数の測定に関する2，3の基礎的問題、資源と素材、Vol. 109, pp. 511-516、1993

機械掘削に伴う影響評価に関する試験計画の検討
事後調査および事後解析について

機械掘削に伴う影響評価に関する試験計画の検討

目 次

頁

はじめに	資-1
I-1：室内試験	資-2
I-2：振動測定	資-2
I-3：変位測定	資-5
I-4：弾性波および比抵抗トモグラフィ調査	資-6
I-5：切羽観察	資-7
I-6：事後解析	資-8
II-1：孔内壁面観察	資-10
II-2：屈折法による弾性波探査	資-10
II-3：孔内載荷試験	資-11
II-4：応力分布測定	資-12
II-5：P S 検層	資-12
II-6：レーダー探査（反射法）	資-13

はじめに

東濃鉾山において、掘削に伴う坑道周辺岩盤の特性変化の範囲や程度を調査し、掘削の影響を評価するための調査・試験を実施してきた。これまでに取得された調査・試験データの評価により、掘削の影響による岩盤特性の変化は主に発破損傷に起因することが考えられた。

このため、発破工法に比べて岩盤に与える損傷の程度が小さいとされている機械掘削を行い、掘削に伴う影響を調査してこれまでの発破工法の場合と比較することとした。機械掘削による影響評価試験は平成5年度および6年度で、機械掘削の事前調査および事前解析を行った。平成7年度以降には坑道の機械掘削を行い、掘削時および掘削後の調査・試験を実施して、機械掘削による影響に関するデータを取得する予定である。このような研究により得られる成果は、地下施設の設計・施工方法の選定や水理学および力学的安定性などの安全性の評価に反映することができると考える。

ここでは、機械掘削による影響評価を確実に行うために必要な掘削中と掘削後の調査・試験、および事後解析の内容を検討し、現段階で考えられる問題点および得られる成果をまとめた。

I グループの調査・試験位置については図－I を、II グループの調査・試験位置については、図－II を参照していただきたい。

I－1：室内試験

(1) 目的

- ・掘削影響領域と健全部での岩石の物理・力学特性を室内試験により求め、掘削影響の範囲と特性の変化の程度を明らかにすること。
- ・発破掘削時と機械掘削時に上記のデータを取得し、工法の違いによる掘削影響の違いを明らかにすること。

(2) 内容

- ・機械掘削による影響領域は、発破掘削による影響領域よりも小さくなると予想される。このため、坑道壁面近傍でできるだけ多くの岩石コアを採取し、試験が簡便で、物理・力学特性のインデックスでもある密度、一軸圧縮強度および弾性波速度を掘削の前後で測定し、掘削の影響の程度を把握する。
- ・掘削前の岩石コアの採取は計測坑道側からのボーリングコアを利用する。掘削後の岩石コアは、コア採取の試験坑道側からのボーリングまたはブロックサンプリングにより採取する。岩石の不均質性や異方性の影響を除くため、できるだけ同じ状態の岩石を採取することが望ましい。
- ・可能であれば、以下の複数の試験結果と総合して、坑道近傍での掘削影響領域の範囲と特性の変化を把握する。

一狭い領域での水平面内弾性波（または電磁波）トモグラフィ（掘削後）

一屈折法弾性波探査（掘削後）

(3) 得られる成果

- ・坑道近傍での掘削影響の範囲と物理・力学特性の変化に関するデータが得られる。
- ・同時期に同じ場所で複数の試験を実施することにより、掘削影響の評価手法の適用性に関する知見が得られる。

I－2：振動測定

(1) 目的

- ・発破掘削時の振動を測定し、発破振動が岩盤に与える影響を評価するための基礎資料を得ること。
- ・機械掘削により発生する振動を測定し、発破掘削の場合と比較すること。

(2) 内容

発破振動と機械掘削による振動は、振動源の特性や掘削のメカニズムがかなり異なるため、全く別の現象とみなす方がよいと考える。

機械掘削は、掘削反力を支持する部分あるいは掘削機設置部分から伝わる振動が考えられるが、主として掘削ビットを振動源とする点加振と考えられる。振動源の周波数特性も数十Hzから1Hz程度と推定され、機械が稼働している間は定常的な振動とも言える。また、掘削点のごく近傍を除く大部分の領域では、弾性範囲の振動であると考えられる。

一方、発破掘削では発破位置で衝撃的な圧力波が発生する。その後、火薬の爆発により生ずるガスの急激な膨張により、二次的な岩盤の破壊が引き起こされる。この際、岩盤にき裂があれば弱面であるき裂面に沿って破壊が広がっていくものと考えられる。また、振動の周波数特性は数十から数kHzであり、その振動継続時間も数ミリ秒である。薬量にもよるが、発破点の近傍では数百G（1Gは重力加速度）の振動加速度が生じる場合がある。

従来の発破振動の計測は、近接構造物への影響など、周辺環境への振動や騒音などの影響が主な関心事項であった。掘削によって生ずるいわゆる「緩み」（掘削影響）の観点から、発破掘削および機械掘削の振動を検討する場合、両者は互いに全く異なる現象としての取り扱いが必要と思われる。

（機械掘削時）

機械掘削は既に述べたように大部分の領域で通常の弾性範囲の振動と考えられ、既往の振動測定の見解が生かせる。ここでは、振動計測の計画を立案するにあたり、一次元重複反射理論に基づく応答解析を便宜的に実施した。

①解析上の仮定

- ・振動源であるロードヘッダーは点加振であるが、解析上の制限から平面加振と仮定する。
- ・掘削されるトンネルは無限媒質中の円孔であるが、地表面と同様の自由平面とする。
- ・測定用のトンネルの存在は無視する。
- ・ロードヘッダーの振動は50Hzの正弦波と仮定する。

②物性値の設定

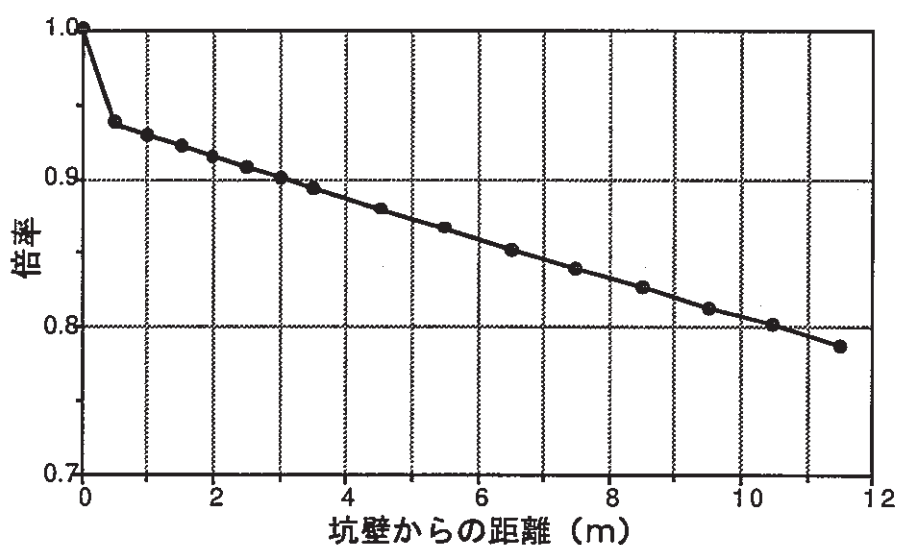
「掘削による緩み領域の計測・評価手法の研究開発（Ⅱ）」（1989年3月）から動的物性値を以下のように設定した。本解析では、坑壁から50cm以内の領域を掘削影響領域とし、それ以遠は健岩部としてすべて同一の物性とした。

表－I.2.1 一次元重複反射理論モデルの物性値

層の種類	層厚(m)	剛性率(MPa)	単位体積重量(t/m ³)	動ポアソン比	減衰(%)	Vs(m/sec)
掘削影響領域	0.5	290	1.8	0.4	4	400
健岩部	11.5	1160	1.8	0.4	4	800

③計算結果

図－I.2.1に坑壁での機械振動の大きさを1.0とした場合の振動レベルを示す。本来は点振動が三次元的に伝播するため、もっと大きな減衰が生ずるはずであるが、平面加振であるため、12m離れた位置でも20%程度しか減衰していない。健岩部と比較して掘削影響領域での減衰が目立つ。



図－I.2.1 機械掘削における振動の減衰

④計測方法

以上の計算結果をも踏まえ、以下の計測方法を提案する。

(機械掘削時)

- ・機械掘削に伴う振動は加速度で測定する。
- ・計測は既存のボーリング孔（MC-1孔）を利用する。
- ・主要な振動源を明確にするため、機械側と機械を設置した位置周辺の岩盤で予め振動計測を行う。
- ・岩盤側の測定と同時に機械側の振動も併せて測定する（計器をブーム上に取り付けるが、ブームは自在に動くためx,y,z軸方向での地盤振動との対応は取れない）。
- ・岩盤の測定点数は、振動の距離減衰を測定するためには最低3点は必要である。発破振動計測との対比のためには4～5点測定することが必要になる可能性がある。
- ・1点あたり3成分の測定とする。
- ・測定点の位置は振動源になるべく近い方が良いが、どの程度近くまでできるかは今後検討する必要がある。
- ・他の原位置試験が坑道の西側壁面で集中的に行われることを考慮して、西側壁面での振動測定を行う。

（発破掘削時）

発破点からある程度離れた位置では弾性振動となるが、掘削影響領域付近では発破による衝撃圧を受ける可能性がある。掘削による物性変化に注目する立場からは、この領域での振動計測が望ましいが、衝撃圧による計器の破損や不具合が生ずる恐れが十分ある。計測の方法は、基本的に機械振動の計測と同様であるが、近傍の計器は1回の発破で破壊する可能性がある。過去の例では、振動加速度が数百G以上にまでなったこともある。また、継続時間もきわめて短い。現象自身は古くから研究されているにもかかわらず、不明な点が多い。初年度は現象の計測に重点を置き、今後の研究の可否や方向性を探るものとする。

具体的には、以下の方法を提案する。

- ・発破掘削に伴う振動は加速度で測定する。
- ・掘削予定坑道に向けて新規のボーリング孔を削孔し測定を行う。
- ・岩盤側の測定点数は振動の距離減衰を測定するためには最低3点は必要である。
- ・1点あたり3成分の測定とする。

（3）得られる成果

- ・機械掘削に伴う振動データと発破掘削に伴う振動データの相違が把握できる。
- ・発破掘削により発生する振動の距離減衰が計測される。

I－3：変位測定

(1) 目的

- ・坑道の掘削に伴う変位を高い精度で測定し、事前解析結果から得られる変位分布と比較すること。
- ・異なる機器による変位測定を行い、精度や適用性を比較すること。
- ・掘削に先行する変位から掘削解放率を求め、事後解析のための入力データとすること。

(2) 内容

(岩盤内変位)

- ・スライディングマイクロメータおよび多段式地中変位計により、1mの掘削ごとに地中変位測定を行う。

(内空変位、天端沈下計測)

- ・計測断面は3断面を予定している。1断面はスライディングマイクロメータ設置地点の近傍、1断面は機械掘削時の振動測定予定地点の近傍とする。もう1断面は、透水試験実施予定地点の近傍とする。
- ・測定ポイントの設置後、内空変位および天端沈下を1mの掘削ごとに測定する。坑道の掘削に伴い発生する変位増分は事前解析の結果、2mm程度であることから、絶対変位測定の実施については精度や計測方法の調査結果に基づき判断する。

(3) 得られる成果

- ・同一地点に設置した多段式地中変位計とスライディングマイクロメータの計測値を比較し、機器の軟岩地点への適用性や測定精度を確認できる。
- ・絶対変位の測定が可能な場合には、内空変位、天端沈下のデータを、手動計測により得られるデータと比較することにより、機器の適用性が検討できる。

I－4：弾性波および比抵抗トモグラフィ調査

(1) 目的

- ・坑道掘削後に弾性波および比抵抗トモグラフィ調査を実施し、掘削前に取得した

データと比較することにより、機械掘削による影響範囲と特性の変化の程度を把握すること。

- ・北延NATM坑道における発破掘削時の弾性波トモグラフィ調査により取得したデータとの比較により、弾性波速度から見た工法の違いによる掘削影響の範囲や変化の程度の違いを把握すること。

(2) 内容

- ・MT-1孔およびMT-2孔を利用して事前調査と同様の調査を行う。
- ・機械掘削を行った坑道の周辺にも測定点を設け、坑道周辺岩盤の特性変化の程度を詳細に調査する。
- ・坑道を掘削した直後と一定時間経過後では、
 - ー地下水状態の変化に伴う岩盤の飽和度の変化
 - ー岩盤の劣化、酸化

により弾性波速度および比抵抗の分布が変化することが考えられる。北延NATM坑道における弾性波トモグラフィ調査は掘削直後に実施されており、同一条件での評価を行う上では掘削後できるだけ早い時期に調査を行うべきである。

- ・坑道掘削直後と一定時間経過後の2回の調査を行い、時間経過による掘削影響領域の範囲と変化の程度を把握することが望ましい。

(3) 得られる成果

- ・弾性波速度および比抵抗の分布状況から見た機械掘削による影響範囲と変化の程度に関するデータが得られる。
- ・北延NATM坑道での発破掘削による調査結果と比較することにより、工法の違いによる掘削影響の違いに関するデータが得られる。

I-5：切羽観察

(1) 目的

- ・掘削地点の地質状況や岩盤の状態を把握すること。
- ・掘削影響を検討する際の基礎的なデータとすること。
- ・事後解析の構造モデル作成に関する情報を得ること。

(2) 内容

- ・1mの掘削ごとに岩相、き裂（トレース長、走向、傾斜、き裂面の状態、介在

物)、湧水状態を正確に記載する。これに基づき、地質観察図を作成する。

- ・き裂については、目視で観察できるものはすべて記録する。

(3) 得られる成果

- ・掘削地点の地質状況が把握できる。
- ・事後解析で設定する地質構造モデルに関する情報が得られる。

I-6：事後解析

(1) 目的

- ・事前解析により予測した坑道掘削時の変位と実測値の適合度を検討し、事前解析モデルの有効性を検討すること。
- ・事前調査、掘削中の調査および事後調査により得られる情報に基づき数値解析を実施し、機械掘削による坑道の変形や地中変位を説明できるモデルを設定すること。

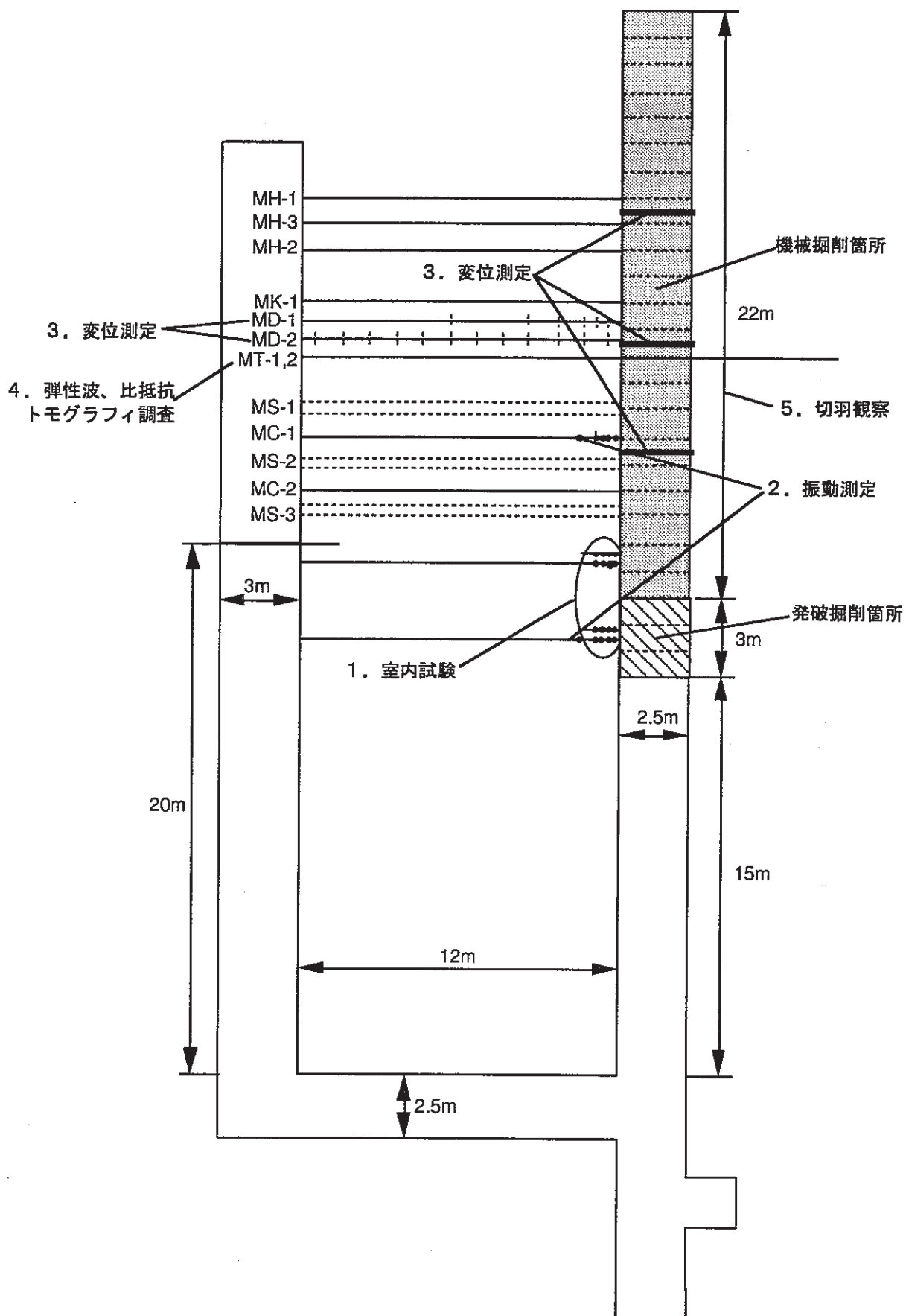
(2) 内容

事前解析との対応を考え、2次元解析を基本として以下の条件で坑道の掘削解析を実施し、坑道掘削時の変位の実測値と解析結果の適合度を検討する。

- ・切羽観察結果や新規のボーリングデータから得られる情報に基づいて、事前解析で用いた地質構造モデルの見直しを行う。特に、異なる岩相の分布状態（位置、層厚および傾斜）をできる限り忠実に設定する。
- ・坑道近傍で得られる室内試験および原位置試験結果に基づいて、事前解析で設定した岩盤物性を再設定する。掘削影響領域内の物性値は、たとえば健全部との弾性波速度の比から強度・変形特性の低減率を設定する。
- ・地中変位測定により得られる地山特性曲線から掘削解放率を設定し、掘削解析を行う。この結果を円孔の三次元掘削解析から求めた掘削解放率を設定した場合と比較して両者の違いを比較検討し、掘削解放率の設定方法に関する知見を得る。

(3) 得られる成果

- ・事前解析で設定した解析モデルの有効性が検証できる。
- ・新たな情報が追加された場合の解析結果の精度の比較が可能となり、有効なモデル化手法に関する知見が得られる。
- ・掘削解放率の設定方法に関する知見が得られる。



図－I 機械掘削に伴う影響評価試験（その1）

Ⅱ－１：孔内壁面観察

(1) 目的

- ・機械掘削が実施される北延N A T M坑道において、掘削後の地質状況ならびにき裂分布から得られる情報を事前調査の結果と比較することにより、坑道掘削によって発生する影響の視覚的な評価を行うこと。

(2) 内容

- ・孔内観察装置には、BIP(Borehole Image Processing) システムを採用する。
- ・孔壁展開図よりき裂を抽出し、各孔のき裂の出現頻度ならびに走向・傾斜の卓越方向を求める。
- ・既存のき裂の開口幅の変化および新たなき裂の発生による、き裂の頻度の変化を観察する。
- ・き裂の開口幅の分類による極密度分布から、き裂の卓越方向を求める。
- ・観測を実施するボーリング孔は、事前調査で孔内壁面観察を実施したMK-1, MT-1, MT-2, MC-1, MC-2の5本である。
- ・測定深度に関しては、ウインチの空回りや画像のつなぎ合わせ時のズレ等の要因による誤差が生じやすい。
- ・き裂の開口幅の抽出に関しては、室内システムにおけるパソコンのモニタの分解能により制限される。

(3) 得られる成果

- ・各ボーリング孔のき裂の出現頻度および卓越方向、開口幅の分類によるき裂の卓越方向について、掘削前後の調査結果を比較・検討し、掘削影響領域を把握する基礎情報を得る。

Ⅱ－２：屈折法による弾性波探査

(1) 目的

- ・屈折法による弾性波探査を実施して坑道周辺の掘削影響領域の評価に関する基礎情報を得ること。

(2) 内容

- ・調査手法が簡便で、かつ評価方法も容易である。
- ・走時曲線図を作成し、はぎ取り法を用いてP波速度構造を求め、機械掘削坑道壁

面近傍の構造変化断面を推定する。

- ・測線は坑道左側壁面に25m設定する。受信器は0.25mピッチで等間隔に設置する。
- ・探査できる深度は、一般的に測線長の7分の1～5分の1程度までとされており、今回の測線長では、4m程度が調査対象深度となる。
- ・坑壁周辺の掘削影響領域をより精度良くとらえるには、計測ピッチを小さくする必要があるが、この場合、岩盤の弾性波速度と計測機器の精度のバランスが問題となる。

(3) 得られる成果

- ・構造変化断面推定図から機械掘削による影響に関する情報が得られる。

Ⅱ－3：孔内載荷試験

(1) 目的

- ・掘削した坑道の周辺岩盤を対象に孔内載荷試験を行い、岩盤の変形特性を断面方向に連続的に測定して、機械掘削による掘削影響の範囲と特性変化の程度を評価すること。

(2) 内容

- ・原位置において手軽に数多く実施できる。
- ・応力状態の変化による岩盤の変形特性の変化を調査する。
- ・機種の違いによる試験結果の誤差を考慮し、事前調査と同じ等分布載荷法を適用する。
- ・事前調査と同様に段階載荷パターンで、弾性領域内での載荷を行う。
- ・試験は、事前調査で孔内載荷試験を実施したボーリング孔(MK-1孔)で行う。
- ・試験位置については、再度BTV観察を実施して孔壁の状態変化を確認した後、掘削影響領域を把握する目的で、事前調査で測定した位置の近傍でかつ載荷部分にき裂がないところに設定する。
- ・他の手法によって推定された掘削影響領域の範囲を、本試験により得られたものと比較する。
- ・試験結果の評価にあたり、孔壁の風化が結果に与える影響を考慮する必要がある。

(3) 得られる成果

- ・岩盤の変形特性をパラメータとして、掘削前後の試験結果を比較し、掘削影響領域の範囲を把握できる。

Ⅱ－４： 応力分布測定

（１） 目的

- ・試験坑道掘削後の周辺岩盤における地圧をAE法を利用して求め、掘削影響領域の応力分布を測定すること。

（２） 内容

- ・応力状態の変化から掘削影響領域を推定する。
- ・機械掘削周辺岩盤および発破掘削周辺岩盤からそれぞれ岩石コアを採取して供試体を作成し、一軸圧縮载荷しながら荷重、変位およびAEを計測する。
- ・岩石コアは各々のボーリング孔において、試験坑道壁面より0.5m、1m、1.5mの位置から採取する。
- ・事前調査結果から、坑道周辺岩盤に非常にもろい礫岩層が存在することが確認されているため、コアの整形が困難となる可能性がある。

（３） 得られる成果

- ・機械掘削による箇所および発破掘削による箇所での応力分布を比較し、工法の違いによる応力分布への影響に関する情報が得られる。

Ⅱ－５： P S 検層

（１） 目的

- ・ボーリング孔を利用して岩盤のP波、S波速度分布を調べ、これらの速度分布や動的特性を指標とした掘削領域の広がりを把握すること。

（２） 内容

- ・屈折法による弾性波探査と同様に、調査手法も評価手法も簡便である。
- ・試験坑道掘削後、機械で掘削した区間と発破で掘削した区間において、試験坑道から水平方向に試錐を行う。各々のボーリング孔においてP S 検層を実施し、地盤の速度分布から坑道周辺岩盤の地質解釈を行う。
- ・坑道の掘削影響領域を考慮し、ボーリング孔長は5m、測定間隔は0.25mとする。
- ・得られる速度分布はボーリング孔軸上のデータであり、広範囲な領域のデータは

得られない。

- ・掘削影響領域を特定する精度を高くするためには、計測機器の精度を考慮しながら測定間隔を小さく設定する必要がある。

(3) 得られる成果

- ・走時曲線から求められるP波、S波速度分布および動弾性定数より、掘削影響領域が推定できる。
- ・機械掘削と発破掘削による岩盤への影響度の違いが比較できる。

II-6：レーダー探査（反射法）

(1) 目的

- ・岩盤中の電気的特性の異なる境界からの反射波を解析することにより、坑道周辺の連続的な境界面を把握すること。

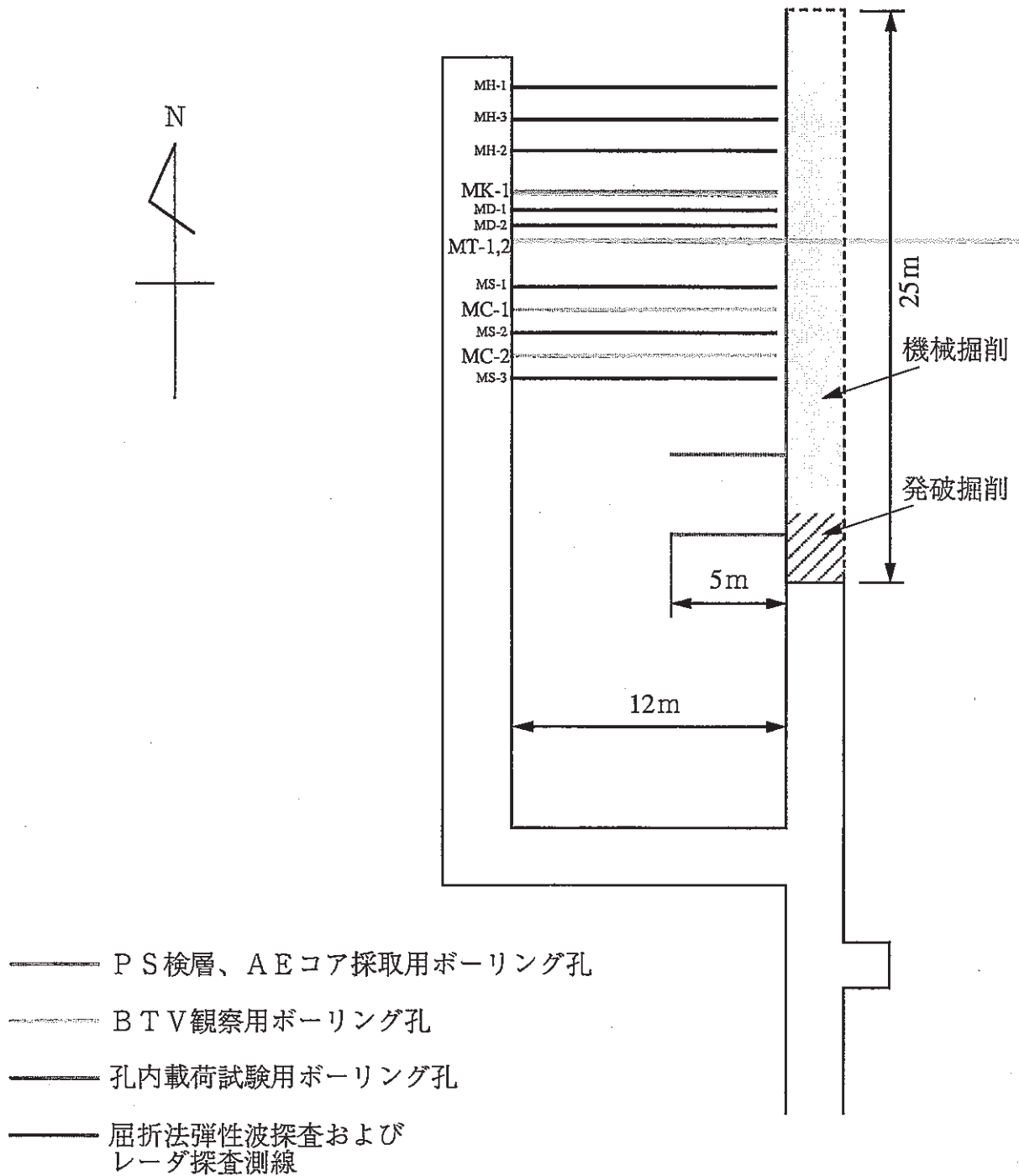
(2) 内容

- ・弾性波による反射法との相違点は、非常に周波数の高い信号源である電磁波を使用し、周波数帯域幅を広く取ることによって分解能の高い測定ができることである。
- ・測線は試験坑道の左側壁面に25m設定する。受信器は0.25mピッチで等間隔に設置する。
- ・既往の試験データが少なく、掘削影響領域を把握する手法としては確立されていないため、他の手法と組み合わせて評価しなければならない。
- ・壁面と直交するき裂をとらえることは困難である。

(3) 得られる成果

- ・試験データをCRT表示し、特異な映像パターンを判読することによって地盤の連続的な境界面をとらえ、掘削影響領域の範囲を推定することができる。

北延坑道調査位置平面図



図一Ⅱ 機械掘削に伴う影響評価試験（その2）