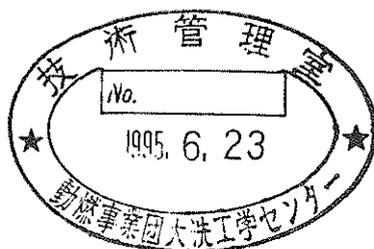


# 第2立坑第1計測坑道における掘削影響評価の 予備調査〔平成6年度〕

## 概要報告書

(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

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)

# 第2立坑第1計測坑道における掘削影響評価の 予備調査〔平成6年度〕

## 概要報告書

(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

## 第2立坑第1計測坑道における掘削影響評価の予備調査 [平成6年度]

山本 卓也\* 吉岡 尚也\*\*

## 要 旨

岩盤に立坑や水平坑道などの空洞を掘削すると、岩盤本来の力学的・水理学的特性が変化した掘削影響領域が空洞周辺に発生すると考えられている。この掘削影響領域の中での特性の変化や領域の広がりを把握することは、地下施設の設計・建設や安全性評価のうえで重要な項目のひとつである。このような現象を把握・評価することを目的とし、動力炉・核燃料開発事業団では昭和62年度以来、東濃鉾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周辺岩盤への影響評価研究を実施してきた。

本研究では、東濃鉾山の第2立坑第1計測坑道において、掘削影響評価研究の予備調査を行った。今回実施した予備調査の目的は、この地点に分布する岩石や岩盤の物性を計測・評価するとともに、北延NATM坑道での調査・試験結果との比較により、岩相や深度の違いを把握することにある。実施した調査・試験は、室内試験、孔内壁面観察、孔内載荷試験、透水試験および初期地圧測定である。予備調査により得られたデータを整理・分析し、北延NATM坑道での調査・試験結果との比較を行って、岩相や深度の違いによる影響を検討した。

また、今後同地点で予定されている掘削影響試験の試験計画の詳細化についても検討した。

---

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：060D0202

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

\*\* 株式会社大林組技術研究所土木第四研究室

Preliminary investigation to evaluate excavation disturbance  
at the No.1 drift of the No.2 shaft in the Tono Mine

T.Yamamoto<sup>1)</sup> H.Yoshioka<sup>2)</sup>

ABSTRACT

When excavating a shaft or a drift, the properties of a rock mass such as deformability and permeability around the opening are changed. It is important in the design, construction and safety assessment of underground structures to understand the mechanism of the generation of the EDZ (Excavation Disturbed Zone) . For this purpose, PNC has carried out in-situ and laboratory tests in the Tono mine since 1987.

The objective of the investigation at preliminary stage is to identify the rock mass properties and initial condition of the rock mass around the No.1 drift of the No.2 shaft.

The investigation consists of the following items :

- laboratory tests of rock properties including uniaxial strength, deformability, seismic wave velocity and electric resistivity, and permeability
- pressure meter test and borehole wall observation
- in-situ permeability test
- measurement of initial stress

The results of in-situ and laboratory tests have been analyzed and compared with the test results on the rock mass around the deeper drift which is located in the different type of rock. Future research plans at the drift are also discussed.

---

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

PNC Liaison : Geological Environment Research Section, Tono Geoscience Center

Yasuhisa Yusa

1) Taisei Corporation, Engineering Division

2) Obayashi Corporation, Technical Research Institute

## 第2立坑第1計測坑道における掘削影響評価の予備調査 [平成6年度]

## 目 次

	頁
1. はじめに	1
2. 予備調査および評価	2
2.1 調査概要	2
2.2 室内試験	2
2.2.1 物理試験	2
2.2.2 一軸圧縮試験	11
2.2.3 三軸圧縮試験	15
2.2.4 透水試験（トランジェントパルス試験）	20
2.3 初期地圧測定	25
2.3.1 目的	25
2.3.2 測定装置	25
2.3.3 測定方法	25
2.3.4 測定結果と考察	26
2.3.5 既往の初期地圧測定結果との比較	27
2.3.6 まとめ	28
2.4 孔内壁面観察	29
2.4.1 目的	29
2.4.2 観察装置	29
2.4.3 観察および解析方法	29
2.4.4 観察結果と考察	30
2.4.5 まとめ	31
2.5 孔内載荷試験	32
2.5.1 目的	32
2.5.2 試験装置	32
2.5.3 試験方法	32

2.5.4	試験結果と考察	33
2.5.5	既往の試験結果との比較	34
2.5.6	まとめ	35
2.6	透水試験（低圧ルジオン試験）	36
2.6.1	目的	36
2.6.2	試験装置	36
2.6.3	試験方法	36
2.6.4	透水係数の算出	37
2.6.5	透水試験結果と考察	38
2.6.6	既往の透水試験結果との比較	39
2.6.7	まとめ	41
3.	予備調査結果のまとめ	42
	参考文献	44

(添付資料)

試験計画の検討	資-1
---------	-----

## 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。この掘削影響領域内での岩盤特性の変化の程度やその範囲を調査・計測し、掘削影響領域内で発生している現象を評価することは、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。

動力炉・核燃料開発事業団（以下「事業団」という。）では、空洞周辺岩盤の力学的・水理学的特性の変化を調査・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掘削影響評価研究を実施してきた。

掘削影響評価研究は、昭和62年度以降、事業団所有の東濃鉾山の北延NATM坑道および第2立坑を掘削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。しかし、これらは土岐夾炭累層という様々な地質条件の中のひとつの条件の下での結果であり、岩相や深度の異なる地点で掘削による影響評価研究を実施することは、掘削影響評価研究の成果の確証や一般化のために必要である。

本研究は、第2立坑第1計測坑道において掘削影響試験の予備調査を行い、北延NATM坑道における研究と比較することにより、岩相や深度の違いによる影響を把握することを目的とする。

本報告書では、第2立坑第1計測坑道において計画されている掘削影響評価研究の予備調査として実施された試験の内容とその結果をまとめる。また、第2立坑第1計測坑道における掘削影響評価研究の計画について検討した結果をまとめる。

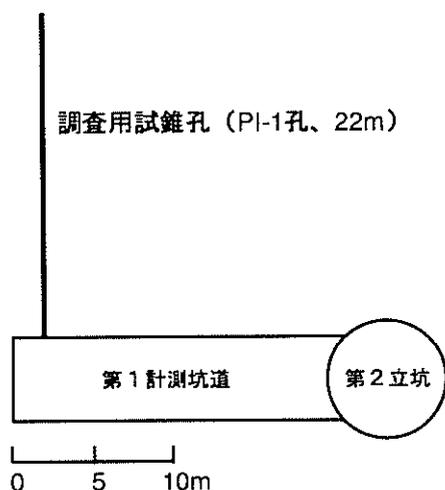
## 2. 予備調査および評価

### 2.1 調査概要

第2立坑第1計測坑道（高さ4.5m、幅4.5m）における掘削影響評価の予備調査として、表-2.1.1.1に示す室内試験および原位置試験を実施した。調査用試験孔の位置を図-2.1.1.1に示す。

これらの調査・試験結果を北延NATM坑道における研究と比較することにより、岩相や深度の違いによる影響を評価した。

表-2.1.1.1 調査・試験項目と数量



調査・試験項目	方法	数量
室内試験	物理試験	3ヶ所×3供試体
	一軸圧縮試験	3ヶ所×3供試体
	三軸圧縮試験	4拘束圧×3供試体
	透水試験	1供試体
初期地圧測定	AE測定	3ヶ所×3～5供試体
孔内壁面観察	カメラ方式	20m
孔内載荷試験	等分布荷重載荷法	3点
透水試験	低圧ルジオン試験	3点

図-2.1.1.1 予備調査実施位置図

### 2.2 室内試験

研究の対象とする岩盤の基礎的な物性を把握するため、図-2.1.1.1に示すボーリングにより得られた岩石コアを用いて、物理試験、弾性波速度測定、比抵抗測定、一軸圧縮試験、三軸圧縮試験および透水試験（トランジェントパルス法）を実施した。

#### 2.2.1 物理試験

##### 2.2.1.1 見かけ比重、有効間隙率、含水率、土粒子密度、湿潤密度の測定

ボーリングコアの3ヶ所から採取した供試体の見かけ比重、有効間隙率、含水率、土粒子密度、湿潤密度を表-2.2.1.2に、土粒子密度を表-2.2.1.2に示す。

表-2.2.1.1 物理試験結果（見かけ比重、有効間隙率、含水率）

資料No.	採取深度 (m)	見かけ比重			有効間隙率 (%)	含水率 (%)
		自然状態	強制乾燥状態	強制湿潤状態		
1-1	2.00~3.00	1.69	1.17	1.70	52.77	45.13
1-2	2.00~3.00	1.65	1.14	1.67	53.07	46.47
1-3	2.00~3.00	1.67	1.17	1.69	52.55	45.03
2-1	6.00~7.00	1.69	1.17	1.70	53.44	45.80
2-2	6.00~7.00	1.70	1.18	1.71	53.15	45.10
2-3	6.00~7.00	1.69	1.17	1.70	53.37	45.73
3-1	11.00~12.00	1.66	1.13	1.67	54.90	48.79
3-2	11.00~12.00	1.69	1.15	1.69	54.10	46.96
3-3	11.00~12.00	1.67	1.14	1.69	54.28	47.47

採取深度：第2立坑第1計測坑道壁面からのボーリング深度

強制乾燥状態：供試体を80~110℃で24時間以上乾燥させた状態

強制湿潤状態：供試体を72時間以上水中につけ、十分に吸水させた飽和含水状態

表-2.2.1.2 土粒子密度

資料No.	採取深度 (m)	土粒子の密度 (g/cm <sup>3</sup> )	平均密度 (g/cm <sup>3</sup> )
1-1	3.80~3.90	2.507	2.495
1-2	3.90~4.00	2.482	
1-3	4.20~4.30	2.496	
2-1	5.85~5.95	2.529	2.519
2-2	6.20~6.30	2.504	
2-3	6.35~6.45	2.523	
3-1	11.60~11.70	2.545	2.543
3-2	11.80~11.90	2.554	
3-3	12.12~12.22	2.530	

### 2.2.1.2 弾性波速度および比抵抗測定

#### (1) 目的

明世累層を構成する岩石の飽和度と弾性波速度の関係を求めること、また、同一の供試体について飽和度と比抵抗値の関係を求めることを目的とする。

#### (2) 測定装置

弾性波速度の測定には、P波速度、S波速度振動子を備えた透過式弾性波速度測定装置（応用地質株式会社製のニュー・ソニックビューアModel-5217A）を用いた。

比抵抗の測定装置は電流送信機、電位差測定器およびサンプルホルダーから構成される。

### (3) 測定方法

測定の流れを図-2.2.1.1に示す。

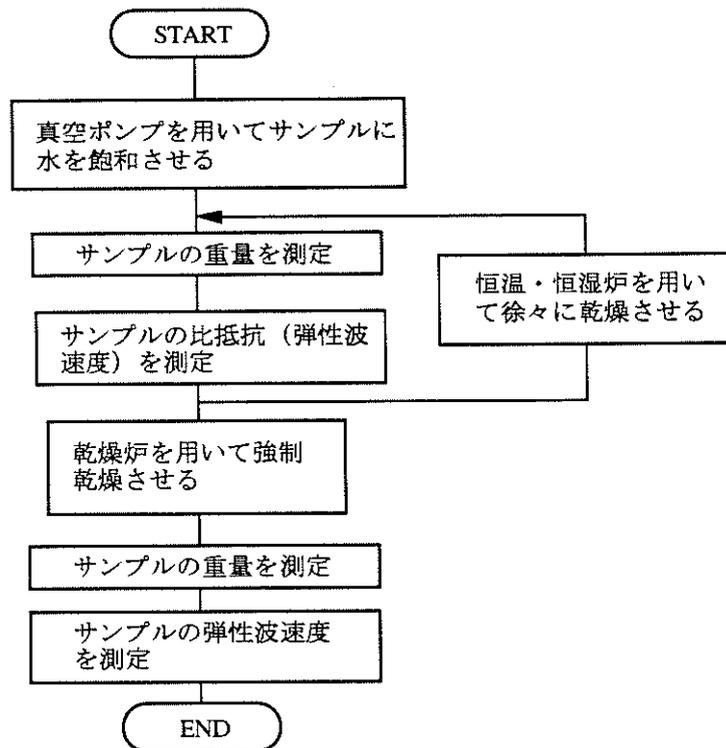


図-2.2.1.1 比抵抗および弾性波速度測定の流れ

#### ①供試体作成

測定に用いる供試体は1辺45mmの立方体で、供試体数は3供試体×3カ所=9供試体（弾性波速度測定と同じ供試体）とする。

#### ②比抵抗および弾性波速度の測定上の留意事項

- i)弾性波測定時に用いるグリースは絶縁体であり、比抵抗の測定では問題となるためそれぞれ別の面で測定する。
- ii)供試体を24時間減圧して、現地で採水した水（比抵抗80Ωm）を浸透させた状態を飽和状態と見なす。
- iii)比抵抗および弾性波速度を測定する際は、飽和度を所定の値にした後、供試体をラップに包み24時間放置した後、重量と体積の測定を行う。

#### ③比抵抗測定

供試体をサンプルホルダーに挟み、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する。測定の際は一定の温度条件下

(今回は室温22℃)で測定を行う。

#### ④弾性波速度測定

試験基準は、物理探鉱技術協会「岩石試料の速度測定要項」に準拠し、供試体の長さで弾性波が供試体を透過するのに要した時間から弾性波速度を求める。

#### (4) 測定結果と考察

##### 1) 弾性波速度と飽和度の関係

##### ①今回のデータについて

弾性波速度と飽和度の関係を図-2.2.1.2に示す。供試体2および3については、飽和度が100～20%の範囲では飽和度の低下に伴いP波速度は低下し、飽和度が20～0%の範囲ではP波速度は増加する。供試体1は、飽和度が100～50%の区間ではほぼ一定となる点が他の傾向と異なる。供試体1の観察結果、乾燥による供試体の寸法の変化、物理特性には特に他と異なる点は見られず、その理由は明確ではない。S波速度は飽和度の変化によらずほとんど変化しない。

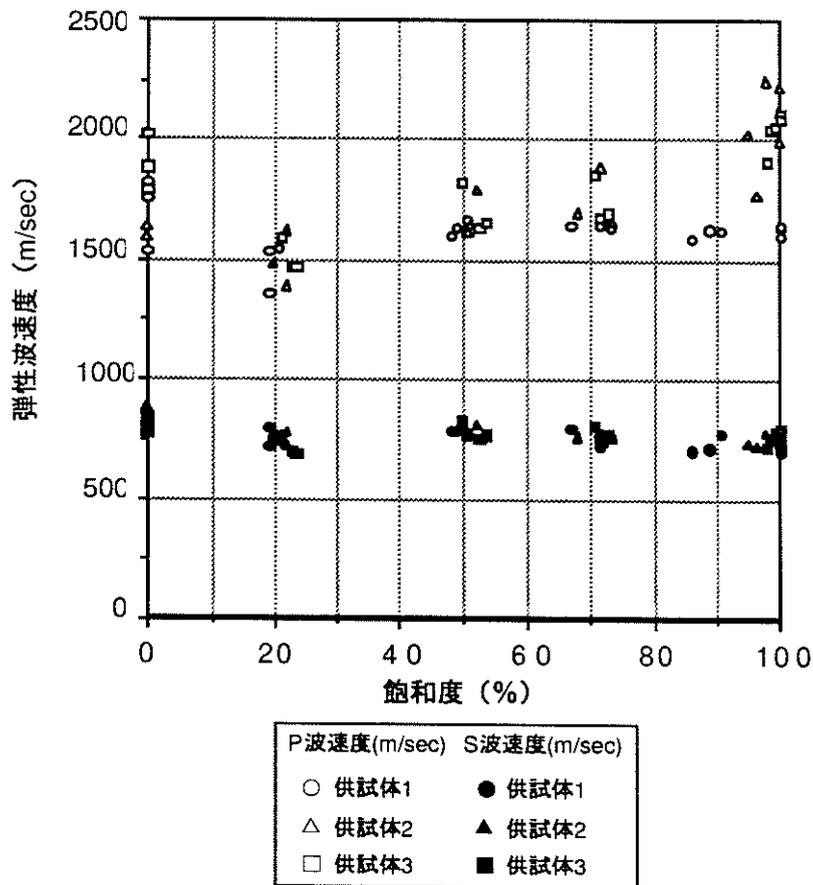


図-2.2.1.2 弾性波速度と飽和度の関係

### ②既往の明世累層データとの比較について

既往のデータも含めた弾性波速度と飽和度の関係を図-2.2.1.3に示す。一部のデータを除けば、飽和度が100~50%の範囲で飽和度の低下に伴いP波速度が低下する傾向は、今回のデータと既往のデータで共通である。また、S波速度が飽和度の変化によらずほとんど変化しないことも両者で共通の傾向である。

### ③明世累層と土岐夾炭累層のデータの比較について

図-2.2.1.3によれば、土岐夾炭累層上部層および下部層ともに、飽和度が100~50%の範囲で飽和度の低下に伴いP波速度が低下する傾向は、明世累層のデータと整合している。S波速度が飽和度の変化によらずほとんど変化しないことも両者で共通の傾向である。ただし、データのばらつきは土岐夾炭累層の方が大きい。

## 2) 比抵抗と飽和度の関係

比抵抗と飽和度の関係を図-2.2.1.4に示す。飽和度が100~50%の範囲では、飽和度の低下に伴い比抵抗は徐々に増加し、飽和度が約50%では比抵抗は15~20Ωmとなる。飽和度が50~20%の範囲では比抵抗は急に増加し、飽和度が約20%では比抵抗は30~61Ωmとなる。

飽和度が100%のときの比抵抗で正規化すると、飽和度が約50%では、比抵抗は飽和状態の約1.4倍に、飽和度が約20%では約3~5.4倍に急増する。この傾向は伊関(1994)<sup>2)</sup>の測定結果とほぼ同様の傾向である。

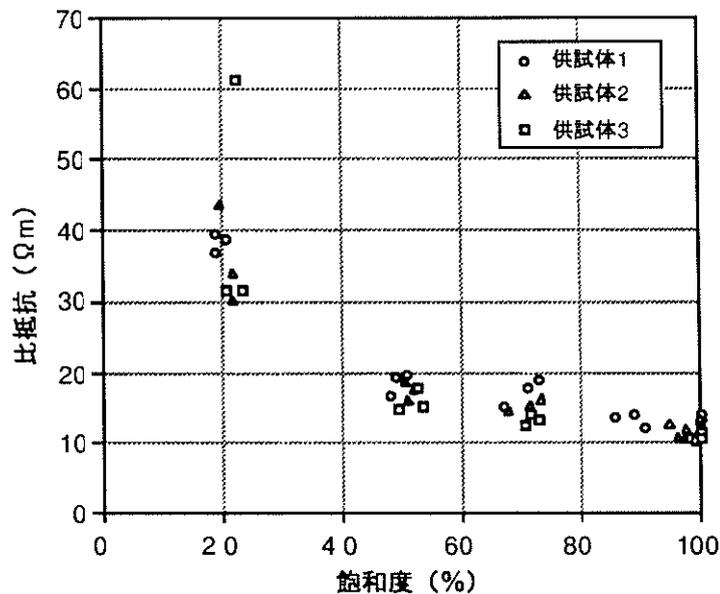
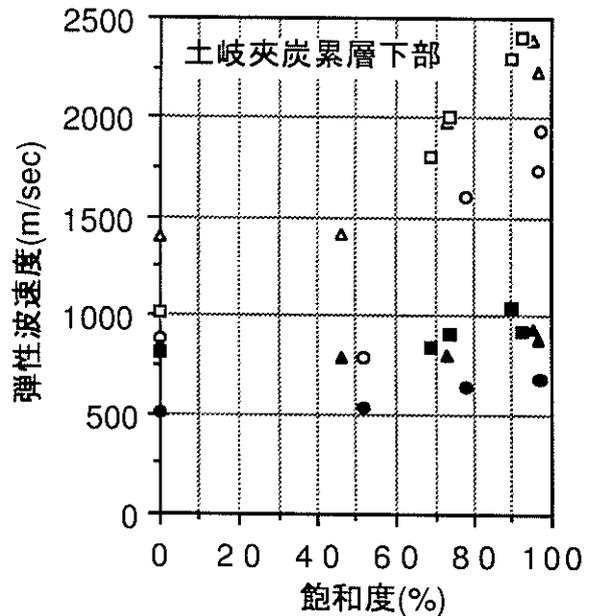
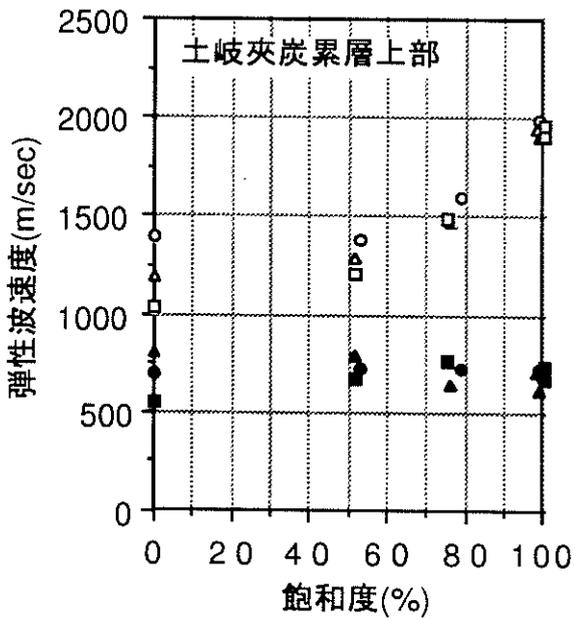
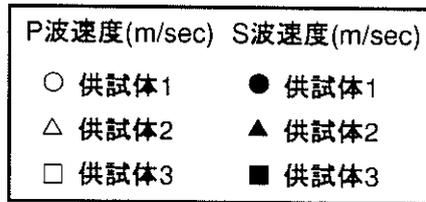
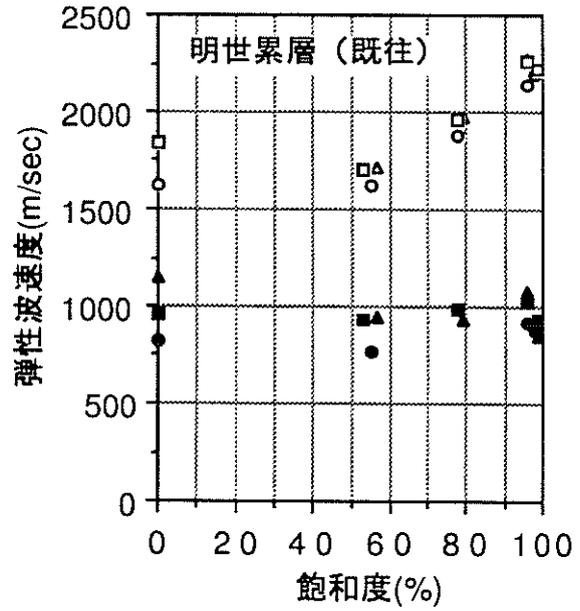
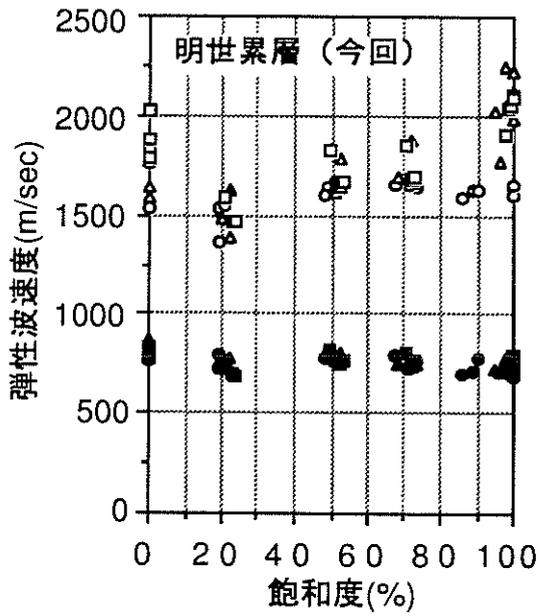


図-2.2.1.4 比抵抗と飽和度の関係



明世累層 (既往)、土岐夾炭累層上部・下部のデータは、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)」でのTM-1孔から採取した岩石供試体の試験結果を示す。

図-2.2.1.3 岩相ごとの弾性波速度と飽和度の関係

### 3) 比抵抗と弾性波速度の関係

比抵抗と弾性波速度の関係を図-2.2.1.5に示す。乾燥状態では比抵抗が測定できないため、図中には飽和度20~100%のデータを示す。

比抵抗が60~30Ωmの範囲ではP波速度はほとんど変化しないが、20~10Ωmの範囲ではP波速度は急激に増加する。また、比抵抗が変化してもS波速度はほとんど変化しない。

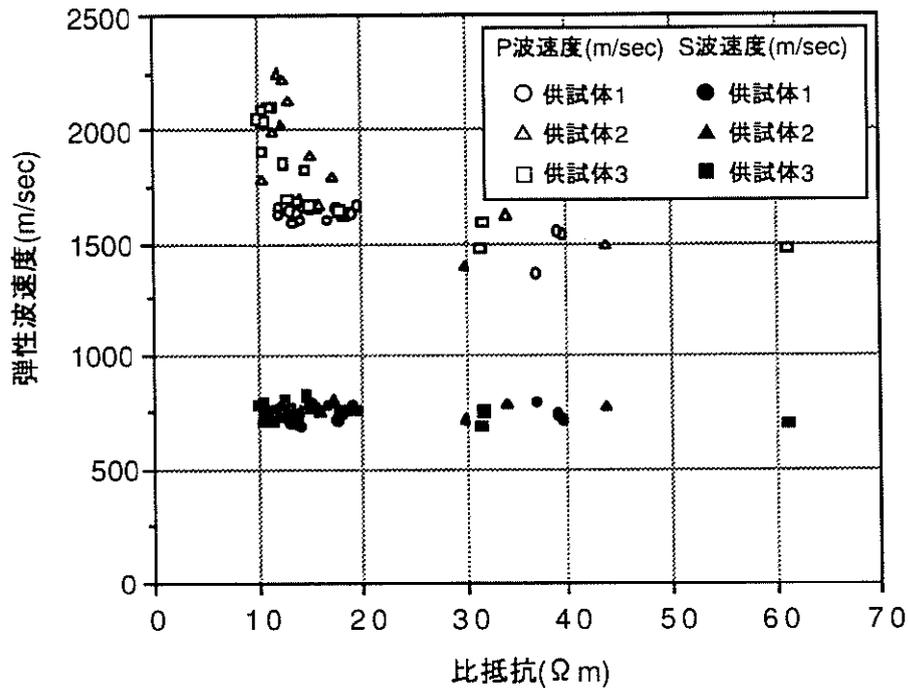


図-2.2.1.5 比抵抗と弾性波速度の関係

### 4) 弾性波および比抵抗と深度の関係

弾性波速度と深度の関係を図-2.2.1.6に、また、比抵抗と深度の関係を図-2.2.1.7に示す。両図によれば、各回帰直線の相関係数が非常に小さく、深度依存性は明確でない。また、データのばらつきが明世累層の方が土岐夾炭累層よりも小さいことから、明世累層の方がより均質であると言える。

#### (5) まとめ

##### 1) 弾性波速度

(明世累層データについて)

- ・自然状態での今回の弾性波速度のデータは、P波速度が1600~2200m/sec、S波速

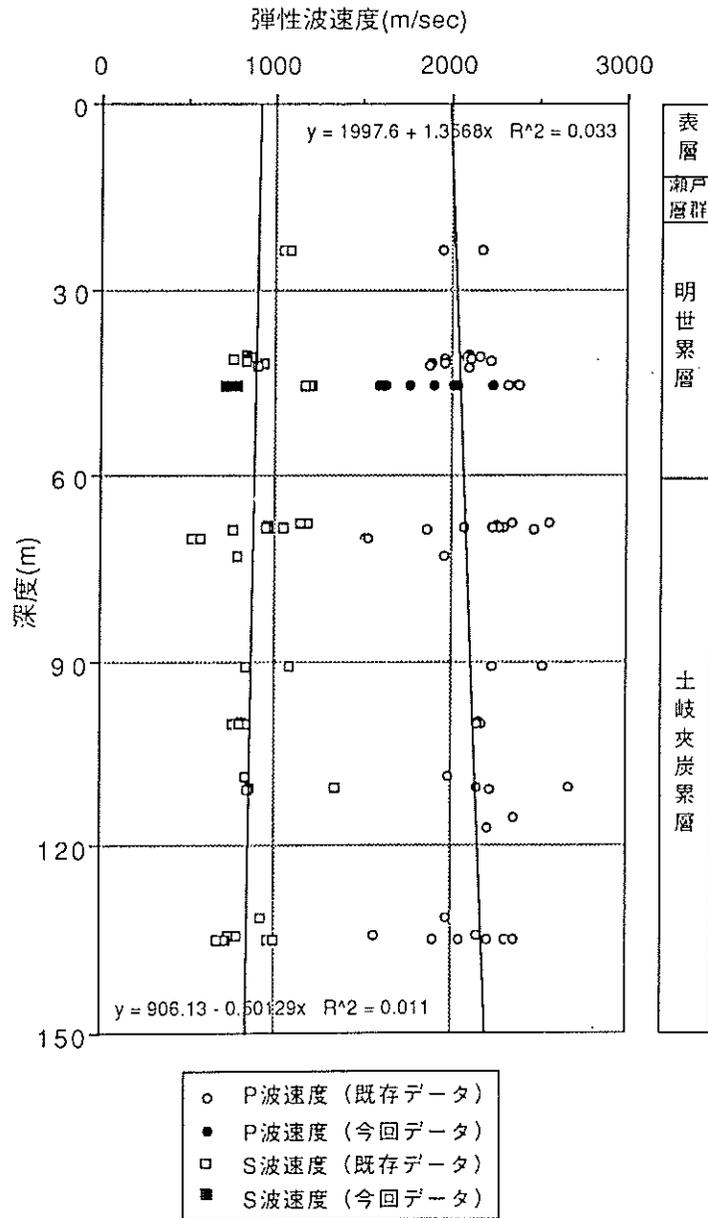


図-2.2.1.6 弾性波速度と深度の関係

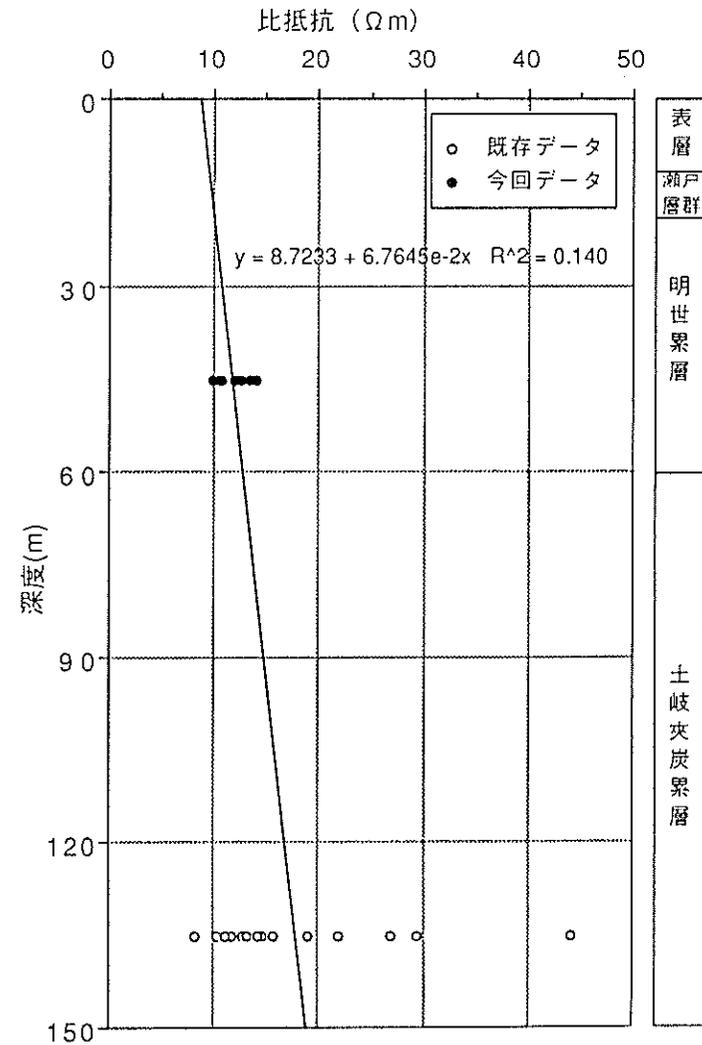


図-2.2.1.7 比抵抗と深度の関係

度が700～800m/secで、既往の明世累層のデータよりも小さい。この原因として、有効間隙率や一軸圧縮強度の違いから推定される供試体の内部構造の違いが考えられる。

- ・飽和度が100～20%の範囲では、一部のデータを除き、飽和度の低下に伴いP波速度は低下し、飽和度が20～0%の範囲では、P波速度は増加する。S波速度は飽和度の変化によらずほとんど変化しない。

(土岐夾炭累層データとの比較について)

- ・岩相の違いによらず、飽和度が100～50%の範囲では飽和度の低下に伴いP波速度が低下する。また、S波速度は飽和度の変化によらずほとんど変化しない。
- ・明世累層の自然状態の速度は、土岐夾炭累層に比べて小さい。
- ・明世累層の弾性波速度のばらつきは土岐夾炭累層に比べて小さく、土岐夾炭累層の岩石よりも均質であると考えられる。

## 2) 比抵抗

(明世累層データについて)

- ・明世累層の自然状態での比抵抗は10～14Ωmである。
- ・飽和度が100～50%の範囲では、飽和度の低下に伴い比抵抗は増加する。飽和度が50～20%の範囲では、比抵抗は急激に増加する。
- ・飽和度が100%から20%程度まで低下すると、比抵抗は一部のデータを除き飽和状態の約3倍に増加する。
- ・飽和度が20～100%のデータでは、比抵抗が60～30Ωmの範囲でP波速度はほとんど変化しないが、20～10Ωmの範囲でP波速度は急激に増加する。また、比抵抗が変化してもS波速度はほとんど変化しない。

(土岐夾炭累層データとの比較について)

- ・体積含水率が大きくなると、岩相によらず比抵抗が小さくなる傾向がある。
- ・比抵抗の測定データ数は十分ではないが、明世累層の比抵抗のばらつきは土岐夾炭累層に比べて小さく、土岐夾炭累層の岩石よりも均質であると考えられる。

## 2.2.2 一軸圧縮試験

### (1) 目的

明世累層を構成する岩石の基本的な力学特性の1つである一軸圧縮強度および変形係数を求めることを目的とする。また、供試体の軸方向変位を2つの異なった手法により測定して、得られる変形係数の比較を行う。

### (2) 試験装置

一軸圧縮試験装置は最大載荷重が5tonの軟岩用の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、応力～ひずみ関係を自動作図した。

### (3) 試験方法

試験方法は土質工学会基準JSF T523-1990に準じ、試験条件は次のとおりとする。

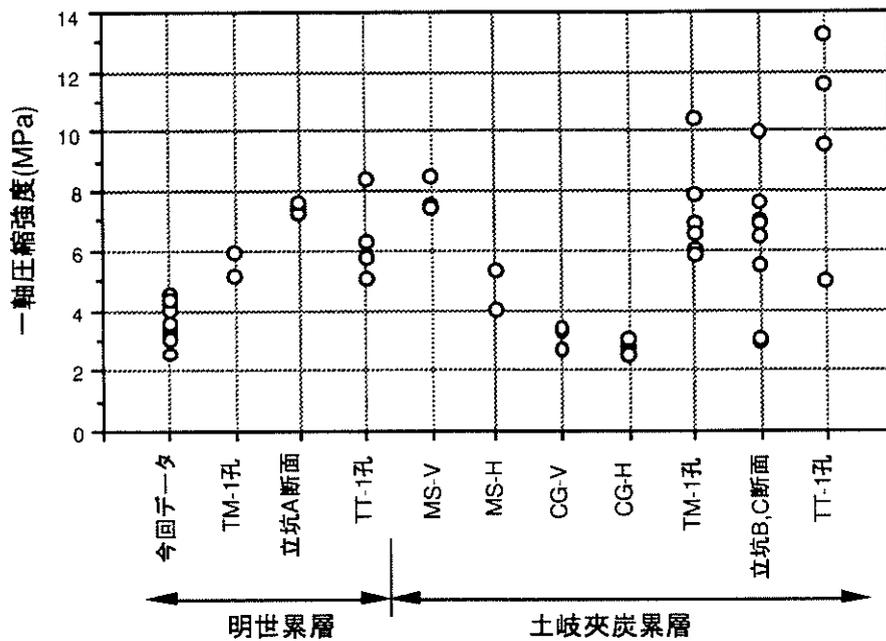
- ・ 供試体寸法 : 直径50mm、高さ100mm
- ・ 試験数量 : 3カ所×3供試体=9供試体
- ・ 載荷速度 : 0.05%/min
- ・ 記録の範囲 : 供試体が破壊するまで
- ・ 軸方向変位 : 外部変位計 (EXT) と局所変位計 (LDT) <sup>1)</sup>

得られた応力～ひずみ関係から、一軸圧縮強度、破壊ひずみ、初期変形係数および割線変形係数を求めた。

### (4) 試験結果および考察

#### 1) 岩相ごとの一軸圧縮強度

岩相ごとの一軸圧縮強度の値の分布を図-2.2.2.1に示す。これによれば、今回取得した明世累層の一軸圧縮強度は、既往の明世累層のデータの中で最も低い値となっており、土岐夾炭累層の粗粒砂岩 (CG) に近い値である。今回の一軸圧縮強度が小さくなった原因の一つとして、弾性波速度の違いに示される供試体中の空隙の大きさや空隙の連続性のような内部構造の違いが考えられる。よって、今後は試料の薄片の観察等によりこの原因を明らかにする必要がある。



- (出典) ・ TM-1孔：立坑掘削影響試験のうち岩盤挙動の調査（Ⅳ）、1993.3  
 ・ 立坑A,B,C断面（A-2,B-3,B-4,C-1,C-2孔）：立坑掘削影響試験のうち岩盤挙動の調査（Ⅲ）1992.3  
 ・ MS:細粒砂岩、CG:粗粒砂岩、V:堆積面に垂直方向、H:堆積面に水平方向（MS-3孔）：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5年度）、1994.6  
 ・ TT-1孔：立坑設計のための岩盤特性試験報告書、1989.6

図-2.2.2.1 岩相ごとの一軸圧縮強度

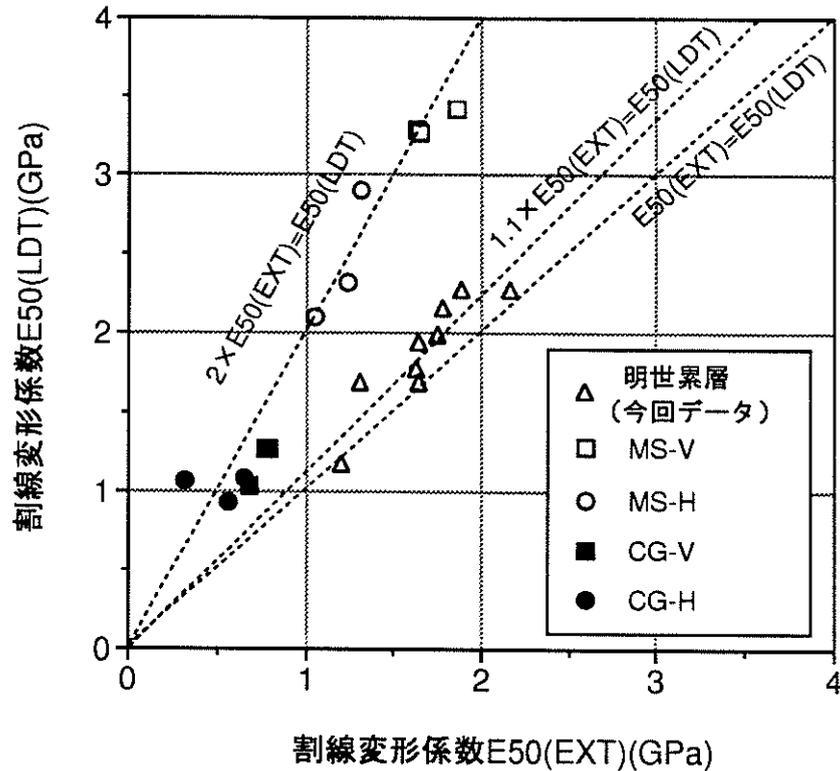
## 2) EXTによる割線変形係数とLDTによる割線変形係数の関係

EXTにより求めた割線変形係数  $E_{50}$  とLDTにより求めた割線変形係数  $E_{50}$  の関係を図-2.2.2.2に示す。明世累層の岩石では、LDTにより求めた割線変形係数  $E_{50}$  の値はEXTにより求めた割線変形係数  $E_{50}$  の約1.1倍の値となっている。これに対し、土岐夾炭累層の岩石では、LDTにより求めた割線変形係数  $E_{50}$  の値はEXTにより求めた割線変形係数  $E_{50}$  の約2倍の値となっている。

明世累層の岩石では、供試体の整形時に形成されるゆるみの程度が小さくなり、2つの手法による軸方向変位の差が小さくなったと考えられる。このため、LDTにより求めた割線変形係数  $E_{50}$  の値とEXTにより求めた割線変形係数  $E_{50}$  の値の比が、土岐夾炭累層と明世累層で異なったものと考えられる。

## 3) 深度と一軸圧縮強度の関係

深度と一軸圧縮強度の関係を図-2.2.2.3に示す。図中の試験データは昭和62年度



(出典) MS:細粒砂岩、CG:粗粒砂岩、V:堆積面に垂直方向、H:堆積面に水平方向(土岐夾炭累層、MS-3孔) : 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5年度)、1994.6

図-2.2.2.2 割線変形係数  $E_{50}$  (EXT) と  $E_{50}$  (LDT) の関係

以降に東濃鉦山の岩石を用いて実施された一軸圧縮試験結果をすべて含んでいる。

図によれば、回帰直線の相関係数(R)は小さいが、平均的な一軸圧縮強度は深度によらずほぼ一定であること、明世累層の岩石の一軸圧縮強度のばらつきが土岐夾炭累層に比べて小さいこと、今回得られたデータは既往の明世累層の岩石の一軸圧縮強度より小さいことが分かる。この原因として、供試体中の空隙の大きさや空隙の連続性のような内部構造の違いが考えられる。

#### (5) まとめ

第2立坑第1計測坑道の周辺岩盤の基本的な力学定数を求めるため、ボーリングコアを用いて一軸圧縮試験を実施した。試験結果から得られた知見を以下にまとめて示す。

- 1)今回取得した明世累層の岩石の一軸圧縮強度は2.5~4.6MPaである。この値は既往の明世累層のデータより小さい。この原因として、供試体中の空隙の大きさ

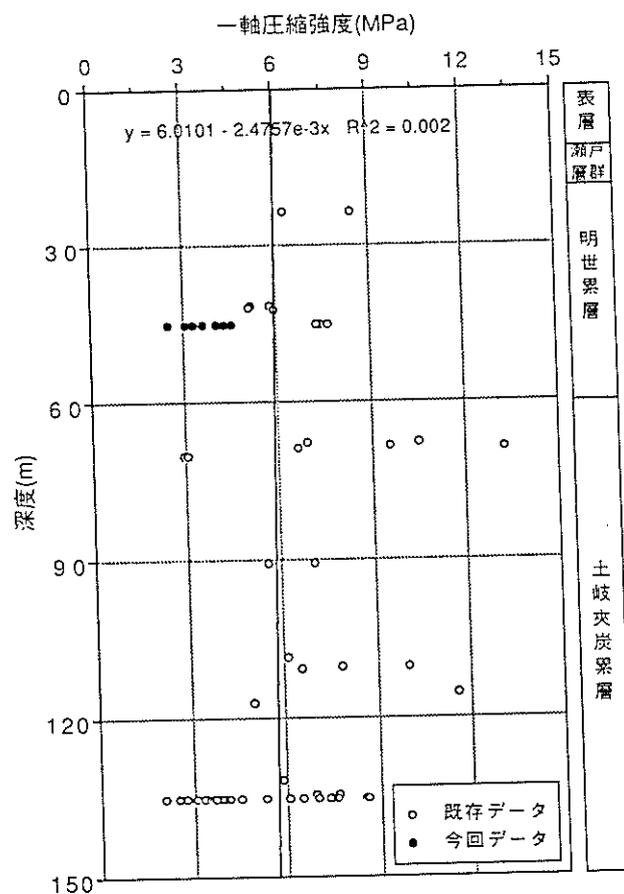
や空隙の連続性のような内部構造の違いが考えられる。また、今回の一軸圧縮強度は土岐夾炭累層の粗粒砂岩とほぼ同等の値である。

2)明世累層の岩石は乾燥密度のばらつきが小さく、乾燥密度と一軸圧縮強度との関係を論じるまでには至らなかった。

3)局所変位計 (LDT) と外部変位計 (EXT) のどちらの変位計を用いても、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。また、LDTでは岩相によらず良い相関が見られる。

4)LDTで求めた割線変形係数  $E_{50}$  は、EXTで求めた割線変形係数  $E_{50}$  の約1.1倍である。土岐夾炭累層ではこの比は約2倍であった。この差異の原因としては、明世累層の岩石が土岐夾炭累層の岩石に比べて供試体端面の整形時のゆるみが小さくなり、軸方向変位の差が小さくなったことが考えられる。

5)一軸圧縮強度と深度の関係の回帰式の相関係数は小さいが、平均的な一軸圧縮強度はほぼ一定と見なせる。また、明世累層の岩石の一軸圧縮強度のばらつきは土岐夾炭累層に比べて小さい。



図一2.2.2.3 一軸圧縮強度と深度の関係

### 2.2.3 三軸圧縮試験

#### (1) 目的

本試験の目的は、坑道周囲の掘削影響領域を評価するために必要となる、明世累層を構成する岩石の変形特性と強度特性を調べることである。これに加えて、本試験では、圧密過程およびせん断過程での弾性波速度を測定する。

#### (2) 試験装置

本試験に用いる試験装置は岩石用高圧三軸試験装置で、載荷能力は軸力が最大500 kN、封圧が最大50 MPa、間隙水圧が最大50 MPaである。

試験片の軸方向の変位は、軸力載荷ピストンの変位を変位計で、直径方向変位はカンチレバー式の径方向変位計を用いて計測した。間隙水圧の計測においては、間隙水圧計測のレスポンスを向上させ、岩石試料内に間隙水圧が一様に作用していることをチェックした。

#### (3) 試験方法

##### 1) 岩石試料

岩石試料は、直径50mm、高さ100mmを基準とした。整形後、試料を飽和させ、試験開始前に弾性波速度および単位体積重量を測定した。試験に供する岩石試料は12供試体（4封圧×3個）である。

##### 2) 試験条件

試験条件を以下にまとめて示す。排水条件については、明世累層の泥岩の透水係数が岩石としては比較的大きいことから、このような岩盤に空洞を掘削した場合、空洞周辺岩盤は排水条件に近くなると考え、圧密排水条件（CD）とした。

- ・試験方法： 「軟岩の調査・試験の指針（案）」（土木学会）<sup>1)</sup>に準ずる
- ・排水条件： 圧密排水条件（CD）
- ・載荷方式： ひずみ制御（ピストン変位制御）
- ・載荷速度： 0.002 %/min.（1シリーズは0.01%/min.）
- ・最大軸ひずみ： 3%（せん断過程）
- ・有効封圧： 1、2、3、5 MPaの4条件
- ・間隙水圧： 0.25 MPa

・試験数量： 各試験条件 3 供試体ずつ、合計 12 供試体（1 供試体追加）

#### （４）試験結果と考察

##### 1) 圧密過程

リングゲージで測定した圧密完了時の体積ひずみは、ばらつきが大きいですが封圧とともに増加する傾向があり、特に封圧が3MPa以上の場合の増加傾向が著しい。封圧が5MPaのとき、体積ひずみは最大約 1.6%（圧縮）を示した。

図-2.2.3.1に封圧と圧密完了時の弾性波速度変化の関係を示す。封圧が最大5MPaまで（体積圧縮量が最大1.6%まで）の範囲で、弾性波速度はほとんど変化しないといえる。

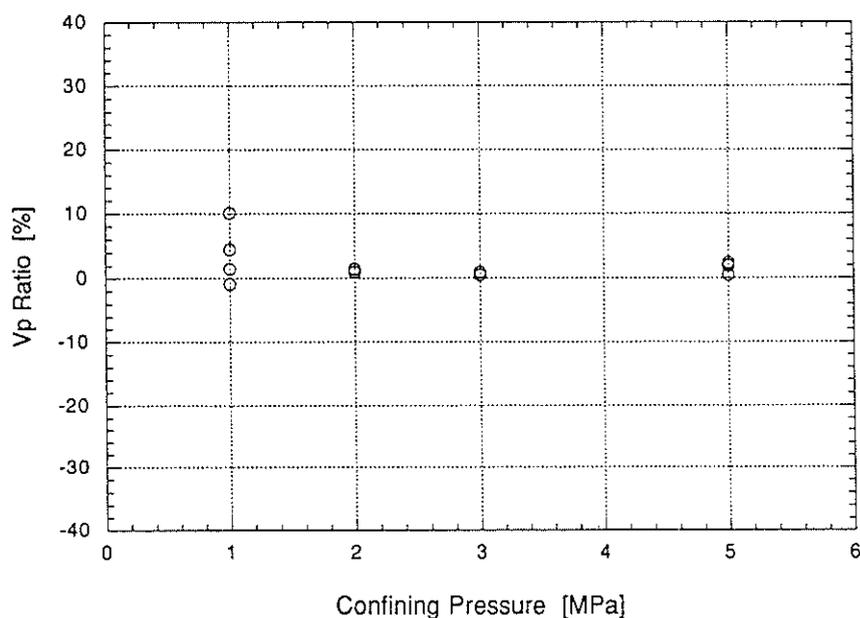


図-2.2.3.1 封圧と圧密完了時の弾性波速度変化

##### 2) せん断過程の応力～ひずみ関係

封圧が増加すれば、応力～ひずみ関係がひずみ軟化型からひずみ硬化型に移行する傾向がある。この傾向は、堆積軟岩では一般的である。また、载荷速度が0.01%/min.の場合と0.002%/min.の場合では得られた強度に大きな違いは見られない。

リングゲージで測定した変位量に基づいて計算した側方ひずみは、いずれの封圧の場合にも、軸差応力の増加とともに側方ひずみは増加（引張の方向）している。

体積ひずみを、排水量から計算する方法と、軸ひずみとリングゲージ測定結果より求めた側方ひずみを2倍して足し合わせる方法とで求めた。封圧が1～3MPaの場合は軸差応力と体積ひずみの関係が、両者でほぼ同じ傾向にあるが、封圧が5MPaの場

合は若干の違いが生じる。

### 3) ヤング率、ポアソン比

最大強度の50%時点での静ヤング率は、封圧の増加とともに増加するが、封圧が3 MPa以上になると再び小さな値となる。この理由として、封圧が3 MPa以上になると、試料の構造骨格が圧密過程で変化することが考えられる。

静ポアソン比は、リングゲージによる側方ひずみ測定結果と、排水量測定結果からそれぞれ算定した。それぞれの値は若干異なるものの、同様な傾向を示す。

### 4) 間隙水圧の挙動

ひずみと間隙水圧の変化の関係には一定の傾向を見出すことは困難であり、間隙水圧の挙動は個々の供試体の状態に依存するものと考えられる。また、体積ひずみが正（圧縮）の状態では、両者の測定法による間隙水圧はほぼ同様の傾向を示す。

### 5) 弾性波速度

軸差応力とP波速度比（载荷中の各段階でのP波速度を、試験前の初期のP波速度で正規化した値）の関係の一例を図-2.2.3.2に示す。図に示すように、軸差応力の増加に伴いP波速度比が減少する。また、最大強度に達した後、P波速度比は急激に減少する。

軸ひずみ、側方ひずみ、および体積ひずみの増加に伴いP波速度比はほぼ直線的に減少する。また、すべての場合に共通して、封圧の増加に伴いP波速度比が1.0に近くなる（速度低下の度合いが小さくなる）。側方ひずみの数%の変化と比較して、P波速度比の変化は10数%であることから、P波速度比がせん断に非常に敏感であるといえる。

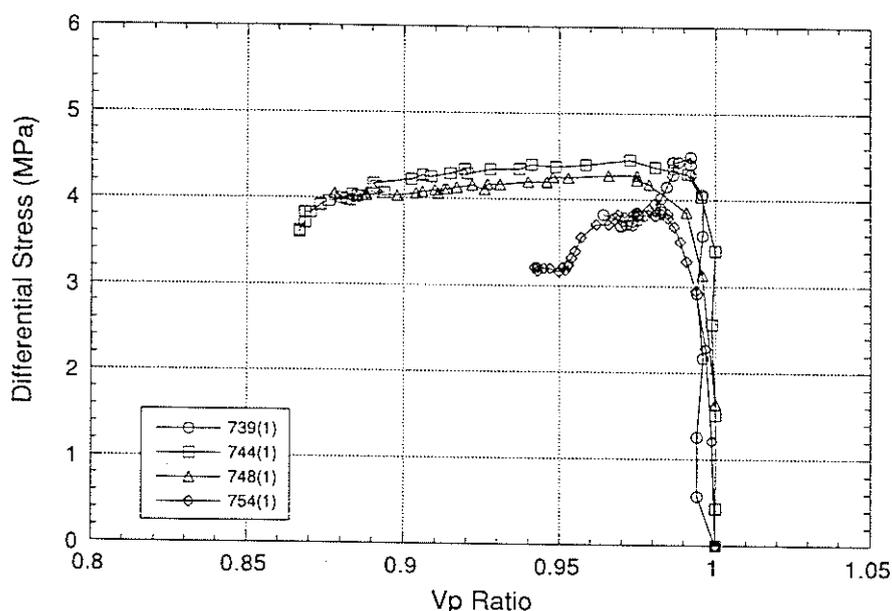


図-2.2.3.2 軸差応力とP波速度比の関係（拘束圧1MPa）

## 6) 強度定数

今回の圧密排水条件の試験結果を、ほぼ同じ深度で採取された試料について、平成4年度に実施した圧密非排水条件の試験結果と比較した。その結果、表-2.2.3.1に示すように粘着力 $c$ は既往データと同様の値が得られたが、摩擦角 $\phi$ は既往データより若干小さめの値となった。

表-2.2.3.1 強度定数の比較

	既往データ	今回データ
$c'$ (MPa)	1.24	1.42
$\phi'$ (°)	41.4	17.8

仮に、これらの強度定数の違いが排水・非排水という測定条件の違いによるものであるとすれば、今回の岩石試料では破壊に至る応力経路によって破壊条件（破壊包絡線、強度定数）が異なるということを示している。したがって、三軸試験は供試岩石が実際に遭遇する排水条件により近い条件で実施するのが望ましい。今回三軸試験に採用した排水条件は適切であった。

### (5) まとめ

第2立坑第1計測坑道の周辺岩盤を構成する岩石の変形特性と強度特性を求めることを目的とし、排水条件での三軸圧縮試験を行った。試験中には弾性波速度の測定も併せて行った。得られた結果をまとめると以下のようなになる。

- 1) 封圧が5MPaのとき、圧密による体積圧縮量は最大1.6%であった。この範囲の封圧では弾性波速度に有意な変化は認められなかった。
- 2) 封圧が1MPaではひずみ軟化型の、2MPa以上ではひずみ硬化型の応力～ひずみ曲線を示す。今回用いた2つのひずみ速度（0.01%/min.と0.002%/min.）では、最大強度に有意な差は認められなかった。
- 3) 最大強度の50%時点での変形係数は、封圧の増加とともに大きくなるが、封圧が3MPa以上では、試料の構造骨格が圧密過程で変化するため再び小さくなる。
- 4) せん断変形の進行に伴いP波速度が減少する。側方ひずみの変化に比べ、P波速度

の変化の割合が大きいことから、P波速度はせん断に対しより敏感であるといえる。

- 5) 今回の排水条件での試験結果から得られた強度定数は、粘着力  $c = 1.4\text{MPa}$ 、摩擦角  $\phi = 18^\circ$  となった。この値は、平成4年度に実施した非排水条件での試験結果を有効応力で整理した強度定数（粘着力  $c = 1.2\text{MPa}$ 、摩擦角  $\phi = 41^\circ$ ）と比較して、摩擦角の値が大きく異なる結果となった。これは、岩石試料が試験の排水条件によって異なる強度定数を示す可能性があることを示しており、三軸試験は供試岩石が実際に遭遇する排水条件により近い条件で実施するのが望ましい。この意味で、今回の岩石試料は比較的透水係数が大きいことから、今回の”排水”条件の採用は適切であった。

## 2.2.4 透水試験（トランジェントパルス試験）

### （1）目的

ここでは、明世累層を構成する岩石の応力状態の変化と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。

### （2）試験装置

今回は、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）」<sup>1)</sup>にて採用したトランジェントパルス法による室内透水試験を行った。この方法によれば、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、試験中の目詰まりの影響が小さいとされている。

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して設計・製作しており、 $10^{-11}$  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<sup>2)</sup>。特に、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。

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。

### （3）試験方法

#### 1) 岩石試料

第2立坑第1計測坑道の調査用試錐孔（PI-1孔）の孔口から3.0mの位置でコアを採取し、直径5cm、高さ5cmに整形した1供試体を用いて室内透水試験を実施した。表-2.2.4.1に供試体の諸物性を示す。

表-2.2.4.1 岩石試料の物性

直径 [mm]	高さ [mm]	飽和重量 [g]	飽和比重	弾性波速度（P波） [km/sec]
49.3	50.6	162.5	1.68	2.26

#### 2) 測定原理および解析方法

図-2.2.4.1に測定原理を示す。側面を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して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と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。

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} - \frac{S_s}{K} \cdot \frac{\partial h}{\partial t} = 0 \quad (2.2.4.1)$$

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。

Brace<sup>3)</sup>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、上・下流側貯留槽内の水圧の経時変化は次式で表される。

$$\frac{h_1 - h_2}{H} = \exp\left(-\frac{V_u + V_d}{V_u V_d} \cdot \frac{KA\ell}{\ell C_w \gamma_w g} t\right) \quad (2.2.4.2)$$

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 $\ell$ は試料の断面積および高さ、 $C_w$ は水の圧縮率、 $\gamma_w$ は水の比重、 $g$ は重力加速度である。この式から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  $\delta$ を求めれば、透水係数 $K$ を決定することができる。

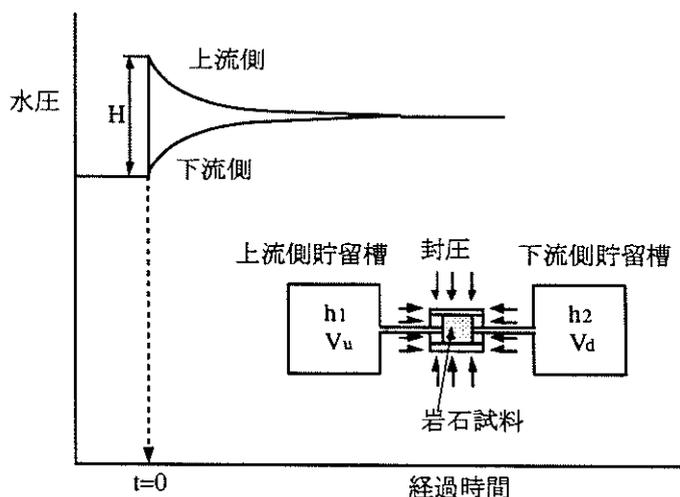


図-2.2.4.1 トランジェントパルス法の測定原理

### 3) 試験条件

前出の目的を達成するため、表-2.2.4.2に示すような試験条件を設定した。間隙水圧は、原位置の地下水圧に相当する水圧を設定し、すべての試験条件で0.25 MPa

の一定値とする。

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1～5MPa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5～1MPa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。

封圧を変化させる場合は、圧密の進行状況を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、試料の圧密を24時間以上行った。

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0.1MPaを基準とした。予備試験結果によると、水圧が収束するまでの時間は5分以内であったので、今回は全ての試験条件について、上・下流側の水圧が収束するまで測定を行った。

表－2.2.4.2 試験条件

試験条件	有効封圧 [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	1.25	0.25	0.1	0.3	0.2
B	1	1.25	0.25	0.1	0.3	0.2
C	1	1.25	0.25	0.1	0.3	0.2
D	2	2.25	0.25	0.1	0.3	0.2
E	3	3.25	0.25	0.1	0.3	0.2
F	5	5.25	0.25	0.1	0.3	0.2
G	3	3.25	0.25	0.1	0.3	0.2
H	2	2.25	0.25	0.1	0.3	0.2
I	1	1.25	0.25	0.1	0.3	0.2
J	1	1.25	0.25	0.1	0.3	0.2
K	1	1.25	0.25	0.1	0.3	0.2

#### （4）試験結果と考察

温度補正後の透水係数の平均値は $5.70 \times 10^{-8}$  cm/secであった。図－2.2.4.2に有効封圧と温度補正後の透水係数の関係を既往のデータと併せて示す。既往のデータとは、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)<sup>1)</sup>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の結果である。

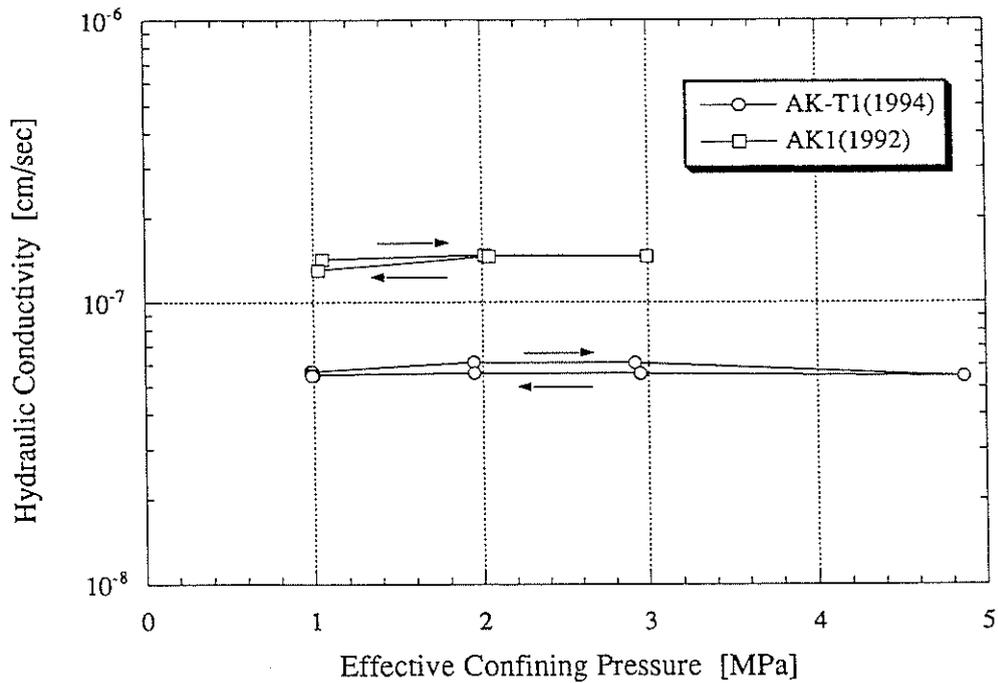


図-2.2.4.2 有効封圧と透水係数の変化

(有効封圧と透水係数の関係)

図-2.2.4.2のうち今回の結果 (AK-T1) については、水圧の上昇過程と下降過程とで若干の違いがあるが、透水係数に及ぼす封圧の影響は小さいことが分かる。有効封圧が2および3MPaの場合は、水圧の上昇過程よりも下降過程の方が透水係数が小さいが、主な原因が見あたらないことから測定精度上の問題と考えられる。

三軸圧縮試験の結果によれば、封圧5MPa時の圧密による圧縮体積ひずみ量は最大で1.6%であった。この程度までの圧縮量に対しても、明世累層の透水係数はほとんど変化しないと言える。

(透水係数に及ぼす繰り返し測定の影響)

今回の試験では、ケースA,B,Cとケース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。試験結果によれば、3回の繰り返し測定で透水係数はほとんど変化しておらず、今回の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。

(既往のデータとの比較について)

図-2.2.4.2のAK-T1は、本年度の試験結果で試料の採取深度はGL-44.5mである。

AK1は、平成4年度の試験結果のうち、明世累層の岩石試料の試験結果で試料の採取深度はGL-40.5mである。今回の試験結果から得られた透水係数は、平成4年度の結果と比べて約2/5の値であった。どちら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。

#### (5) まとめ

原位置応力の2倍以上までの封圧条件で、封圧の変化が透水係数に与える影響、および繰り返し測定の影響についての試験結果から得られた知見を以下に示す。

##### 1) 明世累層岩石の透水係数

明世累層を構成する岩石試料の透水係数は、全試験ケースの平均値で $5.70 \times 10^{-8}$  cm/sであった。これは平成4年度の試験結果<sup>1)</sup>と比較して約2/5の値である。今回使用した試験装置で、このレンジの透水係数を精度良く測定できた。

##### 2) 有効封圧と透水係数の関係

有効封圧1～5MPaの範囲では、有効封圧が明世累層の岩石試料の透水係数に及ぼす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<sup>1)</sup>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。

## 2.3 初期地圧測定

### 2.3.1 目的

初期地圧を測定する方法には応力解放法や水圧破碎法のように原位置で実施されるものと、アコースティック・エミッション（Acoustic Emission：以下AEと略す）法や変形率変化法のように室内で実施できるものがある<sup>1),2)</sup>。

AEとは材料内部に蓄えられたエネルギーの一部分が音響パルスとなり伝播する現象であり、初期地圧測定のためには、カイザー効果（履歴荷重を受けた材料に載荷する場合、載荷重値が先行荷重値を越えるまでその材料からほとんどAEが発生しない現象）<sup>3)</sup>を利用する。

本節の目的は、第2立坑第1計測坑道において掘削影響試験を行うための予備調査として、試験にとって重要な岩盤条件の1つである初期地圧をAE法から求めることである。

### 2.3.2 測定装置

初期地圧測定装置は、AE計測器、マイクロコンピュータおよ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、アンプ、ディスクリミネータおよびカウンタから成る。AE信号波形の計数法には、一つのAE信号に対して包絡線検波を行い、その検波信号の個数を計数するイベント計数法を用いている。通常は、あるしきい値を設定し、このしきい値を越えるAE信号波形に対しイベントの判定を行っている。ここでは、反射波などの影響を少なくするため、このしきい値よりも少し大きいもう1つのしきい値を設定し、大きい方のしきい値を越えるAE信号波形に対しイベントの判定を行った。載荷には、応力制御が可能な高剛性圧縮試験機を利用し、荷重の検出には500kNロードセルを用いた。

### 2.3.3 測定方法

AEの測定には、調査用試錐孔から採取した試錐コアのうち、第1計測坑道の掘削の影響を受けていないと考えられる深度、すなわち試錐孔の口元か

ら15m以深のコアから供試体を作成した。

AEのカイザー効果を利用した初期地圧測定は、コアを採取してから3～10日目に行った。経日ごとのAEを測定するため、15～20mを1m間隔で5区間に分け、各区分ごとに3～10日目分の供試体を採取した。

初期地圧の大きさを推定するため、AEセンサを取り付けた供試体に0.98MPa/minの载荷速度で単調载荷しながら応力と変位およびAEを計測した。得られるデータはマイクロコンピュータで処理され、応力と変位およびAE累積数の関係を示す曲線が出力される。

#### 2.3.4 測定結果と考察

図-2.3.4.1にボーリングコアを採取後、3日目に行ったAEの測定結果の一例を示す。これまでの研究成果<sup>4)5)</sup>から、単調载荷時に連続的にAEが発生し始める応力値を先行応力とみなせるので、この応力値がボーリング孔軸方向の初期地圧の大きさになる。しかし、図-2.3.4.1に示した応力～変位関係には、スティック・スリップ<sup>6)</sup>（二つの物体の一方が他方の上を不連続的にすべる現象）に伴う応力降下のような現象が認められる。したがって、図-2.3.4.1におけるAEの発生は、载荷中の応力降下に起因したのもであると考えるのが妥当である<sup>7)</sup>。そのため、この例ではAEが連続的に発生し始める応力値を先行応力とみなすことは妥当でないと考えられる。

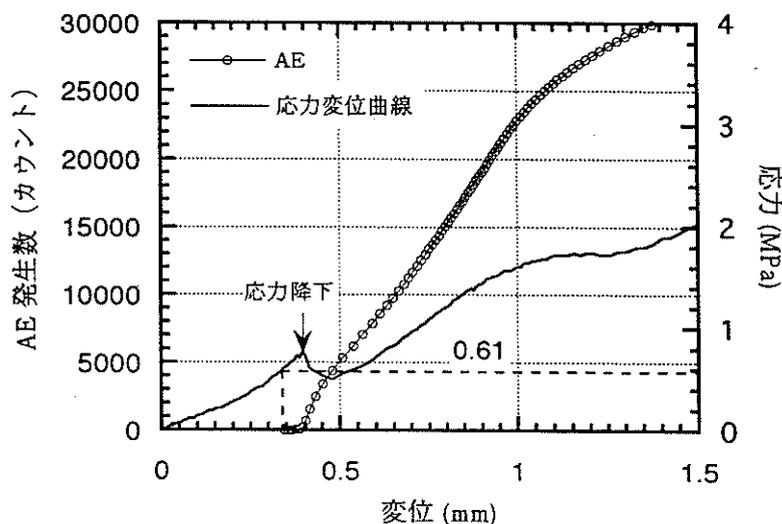


図-2.3.4.1 初期地圧測定結果の一例

以上のようにカイザー効果を利用して経日ごとに推定したボーリング孔軸方向の初期地圧測定結果を図-2.3.4.2に示す。この図より、4日目からは推定した初期地圧の大きさが3日目のそれよりは小さくなり、時間の経過とともに初期地圧の推定値は著しく低下する傾向がみられる。一方、畑ら<sup>5)</sup>の実験結果によれば、堆積岩におけるカイザー効果の時間依存性は、ボーリングコアを採取してから4日目ごろから顕著に現れることが明らかにされている。したがって、3日目に推定された約1.5~1.8MPaの応力値は、東西方向の初期地圧の大きさであると考えられる。しかしながら、3日目の値がカイザー効果の時間依存性の影響を受けているかどうかを把握するためには、1~2日目のデータを取得しておくことも重要であると考えられる。

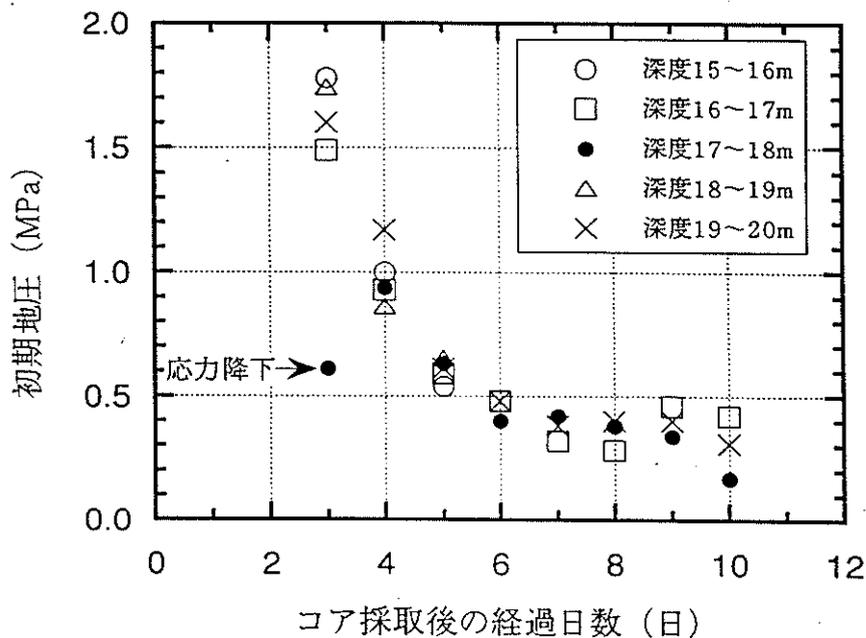


図-2.3.4.2 経日ごとの測定結果

### 2.3.5 既往の初期地圧測定結果との比較

今回の調査を実施した第1計測坑道では、水圧破碎法、ダブルフラクチャー法、応力解放法を利用した初期地圧の測定<sup>8)</sup>が行われている。

初期地圧の測定結果のうち、水圧破碎法、ダブルフラクチャー法による、表-2.3.5.1に示す最大主応力値（水圧破碎法では1.84MPa、ダブルフラクチャー法では1.40MPa）が第1計測坑道の水平面内における東西方向の初期地圧で

ある。一方、AE法によって推定された東西方向の初期地圧の大きさは約1.5～1.8MPaであり、他の方法によって推定された初期地圧の大きさとほぼ一致していることがわかる。

表-2.3.5.1 既往の初期地圧測定結果<sup>8)</sup>

測定手法	主応力値 (MPa)		
	最大 ( $\sigma_1$ )	中間 ( $\sigma_2$ )	最小 ( $\sigma_3$ )
水圧破碎法	1.84	1.49	0.91
ダブルフラクチャー法	1.40	1.05	0.78
応力解放法	0.96	0.85	0.76

### 2.3.6 まとめ

第2立坑第1計測坑道より採取した試錐コアを用い、AE法による初期地圧測定を実施した。得られた試験結果をまとめると以下ようになる。

- 1) AE法により推定された初期地圧は、約1.5～1.8MPaであった。また、推定された初期地圧の大きさと既往の初期地圧測定結果と比較した場合、ほぼ一致していることも明らかになった。
- 2) AE法で堆積岩を対象にして初期地圧を推定する場合、AEのカイザー効果に顕著な時間依存性があり、4日目以降では、初期地圧の推定値が急激に低下することが明らかになった。
- 3) その場合、試料の採取後、3日目までに供試体を作成し、AE試験を行う必要のあることが明らかになった。ただし、3日目の値がカイザー効果の時間依存性の影響を受けているかどうかを把握するためには、1～2日目のデータを取得しておくことも重要である。

## 2.4 孔内壁面観察.

### 2.4.1 目的

本調査は第2立坑第1計測坑道周辺岩盤の地質状況やき裂分布を把握することを目的としている。これにより得られる情報は、孔内載荷試験、透水試験などの予備試験実施位置の決定や試験結果の評価のための基礎情報となる。

### 2.4.2 観察装置

本調査では、コーン型反射鏡<sup>1)</sup>を利用したカメラ方式であるBIP (Borehole Image Processing) システムを採用した。この方式の特徴は、分解能はスキャナ方式<sup>2)</sup>とほぼ同程度であるが、円周画像と展開画像が同時にリアルタイムで観察できるところにある。円周画像は、コーン型反射鏡に映る画像のことで、ドーナツ型に表示される。これは、ボーリング孔を覗いた形となり、コアのイメージ化(孔壁状態の3次元表示)や湧水場所の即時確認に利用できる。

一方、展開画像は、円筒状であるボーリング孔の壁面を平面に展開した画像であり、き裂の走向傾斜や開口幅などの計測が可能で、き裂の形状を把握するために有効である。

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などに影響される。室内システムにおけるパソコンのモニタ上では、孔軸方向に40mmの区間の展開画像を横180×縦400ドットで表示する。今回のように孔径が76mmの場合は、展開画像の分解能は、円周方向、孔軸方向それぞれ1ドット当たり1.3mm、1.0mmとなる。き裂の開口幅の分解能はこれらのうち精度の低い方で決まるので、今回の場合の分解能は1.3mmである。

### 2.4.3 観察および解析方法

プローブをボーリングロッド先端に装着し、手動式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像を再構成し、

磁気テープにデジタル記録した。また、全周画像と展開画像をビデオテープに収録した。調査実施ボーリング孔については表-2.4.3.1に詳細を示す。

得られた画像データは、後日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、形状および開口幅は、孔壁面の展開画像をモニタ表示し、画像上でそれぞれを求めた。

表-2.4.3.1 観察孔の仕様

孔番名称	ボーリング 孔径 (mm)	ボーリング 長さ (m)	観察長さ (m)	備 考
PI-1	76	22.0	21.7	孔内載荷試験、透水試験用、傾斜角-1° 18.8m以深に空気溜が存在する。

#### 2.4.4 観察結果と考察

PI-1孔の孔壁展開図からき裂を抽出し、下半球投影法によるシュミットネット<sup>3)</sup>を用いて、き裂の卓越方向を評価した。表-2.4.4.1にき裂の出現頻度と走向傾斜の卓越極を示す。

表-2.4.4.1 PI-1孔におけるき裂の出現頻度と卓越方向

孔番名称	観察長 (m)	き裂本数 (本)	出現頻度 (本/m)	走向傾斜の卓越極
PI-1	21.7	10	0.5	N5° E67° NW

展開図および撮影画像の観察結果から、10本のき裂が認められ、開口幅については、全て1mm以下であることがわかった。き裂の出現頻度は、1mあたり0.5本で、深度0~5mの区間には存在しない。また、ボーリング孔全長にわたって一様に凝灰質泥岩が分布し、深度6.2m、8.8mに炭質物が見られ幅は各々5.0mm、8.0mmであった。観察されたき裂の走向傾斜の卓越極は、き

裂の極密度分布より、N25° E63° NWであることがわかった。ただし、今回観測したボーリング孔の方向は真東であるため、走向が東西方向のき裂の確認が困難であったことを考慮に入れなければならない。

「ISRM指針 Vol.3 岩盤不連続面の定量的記載法」<sup>4)</sup>に基づき、図-2.4.4.1に示すようなき裂間隔のヒストグラムによって今回の観察結果におけるき裂間隔の最頻値を求めた。その結果、き裂間隔の最頻値は1500mmとなり、「広い」に属することがわかった。

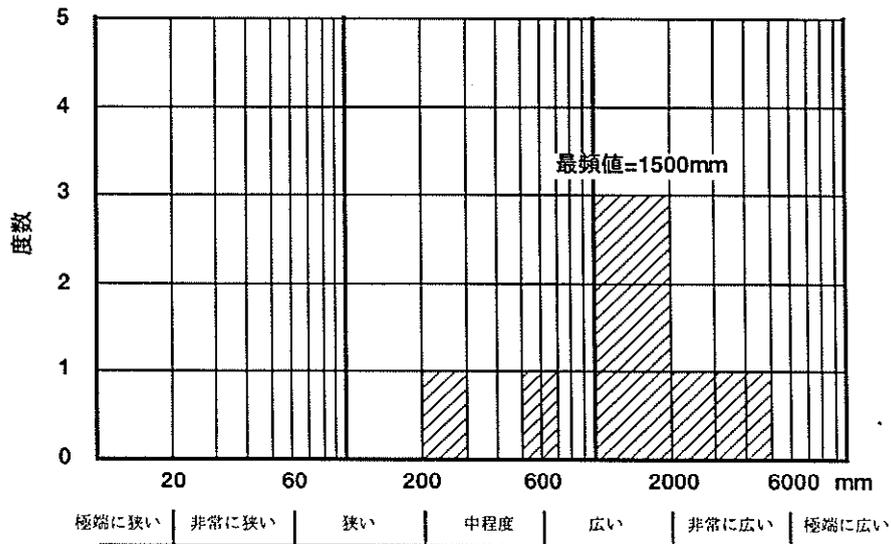


図-2.4.4.1 き裂間隔のヒストグラム

#### 2.4.5 まとめ

第2立坑第1計測坑道においてBIPシステムによる孔内壁面観察を実施し、得られた観察結果をまとめると以下のようなになる。

- 1) 調査対象岩盤は、一様に凝灰質泥岩が分布している。
- 2) 観察されたき裂は10本で、出現頻度は0.5本/mであった。開口幅はすべて1mm以下で、おおむね走向は南北方向と推定された。ただし、今回観測したボーリング孔の方向は真東であるため、走向が東西方向のき裂の確認が困難であったことを考慮に入れなければならない。
- 3) 観察されたき裂間隔は、ISRM指針の分類において、「広い」ということになる。

## 2.5 孔内載荷試験

### 2.5.1 目的

原位置における岩盤の強度・変形特性を把握することは、掘削に伴う空洞の安定性を予測したり、現場での変位計測などを通じて空洞の安定性を評価する上で重要である。

第2立坑第1計測坑道において周辺地山の力学的特性（変形係数、弾性係数）を把握するために孔内載荷試験を実施した。孔内載荷試験とは、ボーリング孔内でゴムチューブ等を膨らませてボーリング孔壁を加圧し、加圧力と孔壁の変位とを測定することにより、岩盤の強度・変形特性を求めるものである。

### 2.5.2 試験装置

今回の調査の対象となる地山は、岩石の一軸圧縮強度が5.0MPa程度の軟質岩地盤であり、等変位載荷法では孔壁に荷重を作用させた際に載荷板が孔壁に貫入する可能性があるため、等分布載荷法を採用した。使用した機器は「エラストメータ2」で、測定器は水圧を圧力源とし、水を介して孔壁に荷重を加える。圧力制御は載荷パターンおよび載荷速度に応じて全て試験孔の孔口で行う。変位の測定は、キャリパにより試験孔の内径変化を2方向、2点で直接測定し、平均する。

### 2.5.3 試験方法

今回の孔内載荷試験においては、変形係数のほかに割線弾性係数も求めることとしたため、段階載荷パターンで試験を実施した。試験位置は、調査対象岩盤の力学的特性を把握するという目的から、既設の坑道掘削に伴う応力再配分の影響が少ない既設坑道壁面から10m以上離れ、しかも載荷部分にき裂がないところに設定することとした。そこで、ボアホールテレビによる観察結果に基づき、これらの条件を満足する3箇所の試験位置を設定した。PI-1孔における坑道壁面から区間中心位置までの距離がそれぞれ、

- (1) 13.05m
- (2) 15.44m
- (3) 20.51m

となる位置とした。

#### 2.5.4 試験結果と考察

エラストメータ2を使用した孔内载荷試験において、変形係数、弾性係数は以下の式を用いて算出できる。

$$D, E = (1 + \nu) R_m \Delta P / \Delta R \quad (1)$$

ここに、D : 変形係数 (Pa)

E : 弾性係数 (Pa)

$\nu$  : ポアソン比 (これまでの室内試験結果を考慮して0.3とした)

$\Delta P / \Delta R$  : 载荷圧力～変位曲線の勾配 (Pa/m)

$R_m$  : 勾配を求めた区間の midpoint の試験孔の半径 (m)

を表わしている。

上式により求めた計測結果と計測位置との関係を図-2.5.4.1に示す。得られた変形係数は、20.51m地点の計測値が他の2測点と比較して約半分である。この地層における岩石の含水比は約45%と高く、岩石の空隙部分が多いことが推測される。20.51m地点と他の2測点のコア観察結果および孔内壁面観察結果を比較しても顕著な差は認められなかった。しかし、2.3節の初期地圧測定において、ステイック・スリップに伴う応力降下現象が認められており、20.51m地点にコア観察や孔内壁面観察でも判別できない潜在的な弱面が存在することも考えられる。これらの影響で20.51m地点における変位が大きくなり、結果として変形係数が低くなったと推測されるが、現時点でこの原因を特定することはできない。

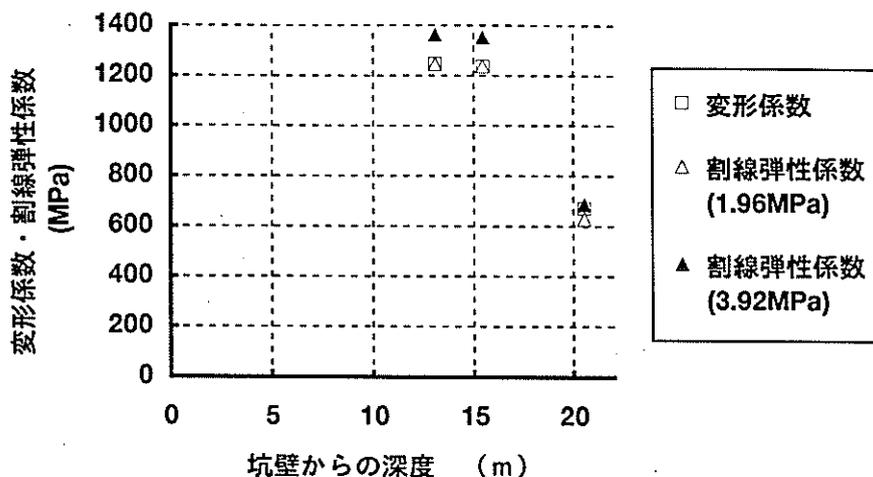


図-2.5.4.1 各計測位置における変形係数および割線弾性係数

### 2.5.5 既往の試験結果との比較

PI-1孔、A-1孔、およびMK-1孔における変形係数をまとめて図-2.5.5.1に示す。

#### (1)明世累層における試験結果との比較

「立坑掘削影響試験のうち岩盤挙動の調査(IV)」(1991年5月；PNC ZJ7449 91-002；表-3.2.2.1 P.72)を参照し、明世累層(A-1孔)で計測された変形係数と今回の計測結果を比較した。今回変形係数を求めた試験領域は掘削の影響がないと推定されるため、A-1孔における立坑掘削前の変形係数を比較対象とした。

変形係数について、今回の計測結果はA-1孔における試験結果の2.7～8.8倍の値を示している。この原因としては以下のように考えられる。

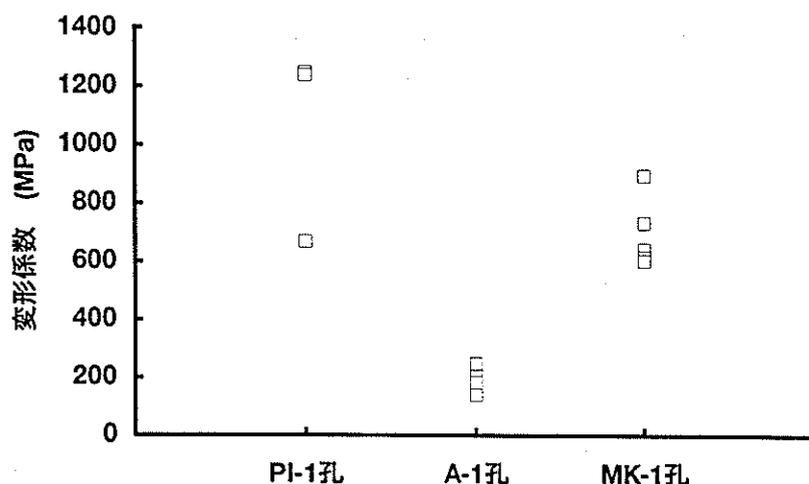
- ・試験の载荷方式が異なる。A-1孔における試験はKK T(Kawasaki K-value Test)を使用した等変位载荷法であったが、今回はエラストメータを使用した等分布载荷法で実施した。それぞれの载荷方式による測定値の互換性については、現状では明確ではないため、測定値に差の生ずる可能性が考えられる。
- ・今回の測定深度が坑道掘削の影響がほとんどないと考えられる10m以深であるのに対して、A-1孔における試験は測定深度が0.80m～3.30mである。したがって、立坑の掘削による岩盤の強度・変形特性の影響が考えられる。

#### (2)土岐夾炭累層における試験結果との比較

「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5年度〕」(1994年6月；PNC ZJ1449 94-002；表-2.4.4.1 P.72)を参照し、北延NATM坑道(MK-1孔)で計測された変形係数と今回の計測結果を比較した。载荷方法は等分布载荷法であり、機種はプレッシャーメータである。

MK-1孔における変形係数はPI-1孔の約0.7倍の値を示す。岩相については、MK-1孔の周辺岩盤は粗粒砂岩、PI-1孔周辺岩盤は凝灰質泥岩である。また、地表からの深度は、MK-1孔は約135m、PI-1孔は約45.5mである。MK-1孔とPI-1孔の変形係数が異なる原因は、岩相の違いによる影響と地表からの深度の違いによる影響が複雑に関わっていることが考えられる。したがって、岩相の違いや地表からの深度の違いの各々の要因が変形係数に及ぼす影響を、MK-1孔とPI-1孔における試験結果を単純に比較することにより把握するには難しい面がある。

一般的には、土被りによる拘束圧の影響を受けて、地表からの深度が大きくなるにつれて変形係数は増大すると考えられる。しかし、今回はその逆の傾向が得られた。この1つの原因としては、土岐夾炭累層の顕著な不均質性や岩相、固結度の違いが複雑に関連していることが考えられる。また、一軸圧縮強度は、MK-1孔がPI-1孔の約0.8倍の値を示しており、変形係数との相関性が認められる。これより、変形係数の値に岩相の違いによる影響が現れていると考えられる。



注) PI-1孔、MK-1孔は等分布载荷法、A-1孔は等変位载荷法で試験を実施した。地表からの深度は、PI-1孔、A-1孔は約45.5m、MK-1孔は約135mである。

図-2.5.5.1 PI-1孔、A-1孔およびMK-1孔における変形係数

## 2.5.6 まとめ

原位置におけるボーリング孔を利用した孔内载荷試験から得られた計測結果をまとめると以下のようなになる。

- 1) 変形係数は671～1249MPa、弾性係数は628～1362MPaであった。
- 2) 得られた変形係数が明世累層のA-1孔で計測された結果と異なるのは载荷方式の違いに原因があると考えられる。ただし、载荷方式による測定値の互換性については、現状では明確ではない。
- 3) 得られた変形係数が土岐夾炭累層のMK-1孔で計測された結果と異なる原因としては、岩相および地表からの深度の違いによる影響が複雑に関わっていることが考えられる。
- 4) 得られた変形係数の値から判断すると、RMR岩盤分類上は非常に悪い岩に属している。

## 2.6 透水試験（低圧ルジオン試験）

### 2.6.1 目的

第2立坑第1計測坑道周辺岩盤の水利特性を把握するため、間隙水圧の測定ならびに透水試験（低圧ルジオン試験）を実施する。低圧ルジオン試験とは、透水性の低い岩盤の透水係数を低圧の注水により測定するものである。

### 2.6.2 試験装置

本試験は低圧型岩盤透水試験装置を用いて実施した。この試験装置は低透水性岩盤（透水係数 $10^{-5}$ cm/s以下）の透水係数を、自然水頭に近い低圧注入の範囲で測定することを目的として開発されたものである。

### 2.6.3 試験方法

本試験を行う試験孔は、先に孔内載荷試験を実施したものと同一であり(PI-1孔)、長さは22mである。本試験はき裂の存在しない3区間で行うこととし、試験区間は孔内壁面観察を参考として決定した。ただし、孔内載荷試験実施による影響が考えられる区間は除いた。図-2.6.3.1に透水試験実施位置を示す。試験区間長は1mであり、図中下部に示す数字は試験孔口元から各区間中心までの距離である。

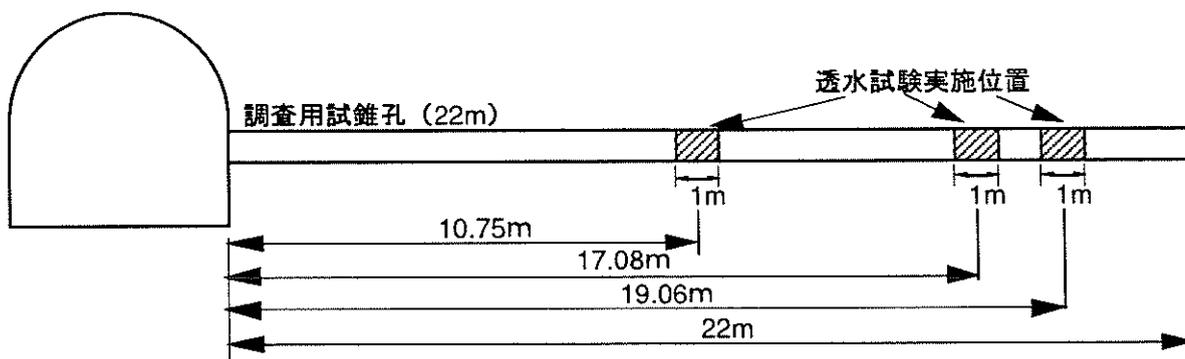


図-2.6.3.1 透水試験実施区間

透水試験にはダブルパッカー方式を用い、図-2.6.3.2に示す手順で実施した。試験孔近傍の水理環境の乱れを考え、パッカー設置後一定の時間（一昼夜以上）放置し、間隙水圧が安定していることを確認後、透水試験を実施した。注入圧力はデジタル指示計の圧力値で制御し、原則として間隙水圧から最大0.1MPaまで0.025MPaずつ4段階の昇圧を行い、同様のステップで降圧する。各圧力段階での注入量の測定は、注入量が一定になってから1分毎10回の測定を行い、6分経過後からの5回の計測の平均値を用いた。

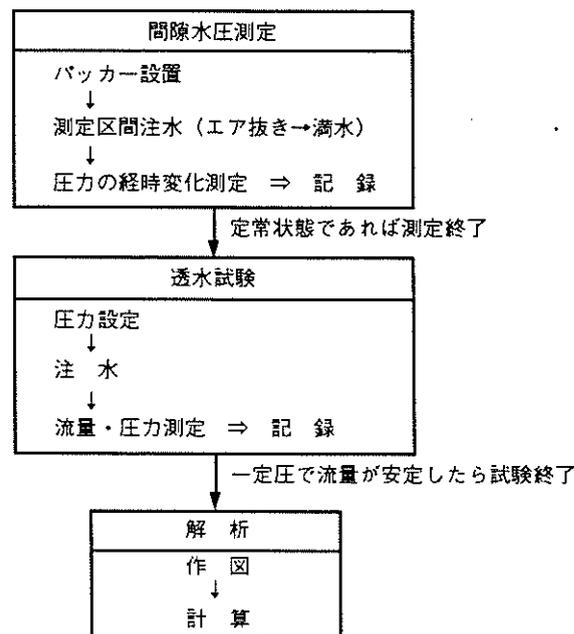


図-2.6.3.2 透水試験実施手順

#### 2.6.4 透水係数の算出

透水係数は、次式(1)により算出できる。

$$k = \frac{(Q_2 - Q_1)}{2\pi \cdot L \cdot (H_2 - H_1)} \cdot \ln\left(\frac{L}{r}\right) \quad \dots (1)$$

ここで、 $k$ ：透水係数(cm/s)， $Q_1$ ：水頭 $H_1$ 時の注入量(cm<sup>3</sup>/s)，  
 $Q_2$ ：水頭 $H_2$ 時の注入量(cm<sup>3</sup>/s)， $L$ ：試験区間長(cm)，  
 $H_1$ ： $Q_1$ 時の全水頭(cm)， $H_2$ ： $Q_2$ 時の全水頭(cm)，  
 $r$ ：ボーリング孔の半径(cm)

(1)式から、注入圧の差 ( $H_2 - H_1$ ) と注入量の差 ( $Q_2 - Q_1$ ) は直線関係にあることが分かり、その傾き ( $H_2 - H_1$ ) / ( $Q_2 - Q_1$ ) を  $N$  とすると次式のように変形できる。

$$k = \frac{\ln(L/r)}{2\pi \cdot L \cdot N} \quad \dots (2)$$

本試験では、注入量計測による誤差を少なくするため、(2)式中の傾き  $N$  を計測結果プロットの回帰直線の傾き (加圧力/平均注入量) として求めている。傾き  $N$  を(2)式に代入することにより、各測定区間の透水係数を算出する。

### 2.6.5 透水試験結果と考察

表-2.6.5.1に回帰直線の傾きから算出した各区間の透水係数ならびに本試験で得られた間隙水圧一覧を示す。ここで、測定区間10.22~11.22mの計測結果は、昇降圧に伴いループ状の変化を示した。そのため、回帰する試験結果データを、①昇降圧時共とするだけでなく、②降圧時および③昇圧時の2つの場合についても検討し、透水係数を算出した。

表-2.6.5.1 各区間の透水係数および間隙水圧

測定区間(m)	透水係数(cm/sec)	間隙水圧(MPa)
10.22~11.22	① 昇降圧時 5.75E-6	3.8E-2
	② 昇圧時 3.91E-6	
	③ 降圧時 5.84E-6	
16.58~17.58	1.18E-6	6.6E-2
18.56~19.56	1.34E-6	7.7E-2

表より、間隙水圧は計測坑道壁面から最も浅い10.22~11.22mという区間で最も小さい値を示し、壁面から離れるに従い大きな値を示している。これは、第2立坑および第1計測坑道掘削による水圧低下の影響と考えられる。また、計測坑道壁面から10.22~11.22mの区間における間隙水圧は  $3.8 \times 10^{-2}$  MPa と非常に小さな値となることから、計測坑道壁面付近では不飽和領域が発生しているものと推測される。

測定区間の計測坑道壁面からの距離は、最も短い区間でも10.22mであることから、第1計測坑道掘削の影響を殆ど受けていないものと考え、本試験試錐孔周

辺の明世累層は一様に $10^{-6}$ cm/s程度の透水係数を示すと考えられる。

## 2.6.6 既往の透水試験結果との比較

### (1) 室内試験結果との比較

本年度実施したトランジェントパルス法による透水試験では、コアサンプルの透水係数は $10^{-8}$ cm/sのオーダーとなった。室内試験結果は、原位置試験結果( $10^{-6}$ cm/sのオーダー)と比較して小さい値を示している。室内試験で用いた岩石コアは高さ5cmであり、き裂はないものと考えられる。一方、原位置試験での1mという測定区間内には、孔内壁面観察やコア観察でも判別できないような微小き裂や介在物等が存在したため、室内試験結果と比較して大きな透水係数を示したものと推測される。

### (2) 第2立坑A-2孔（明世累層）との比較

第2立坑のA-2孔はPI-1孔と同じ深度（G.L.-45.5m）であり、ともに明世層に位置している。図-2.6.6.1(a)にPI-1孔、(b)にA-2孔の各区間の透水係数を示す。図より、本試験結果( $1.18 \times 10^{-6} \sim 5.84 \times 10^{-6}$ cm/s)はA-2孔における第2立坑および第1計測坑道掘削前の透水係数( $1.47 \times 10^{-6} \sim 5.65 \times 10^{-6}$ cm/s)とほぼ同じ値を示している。

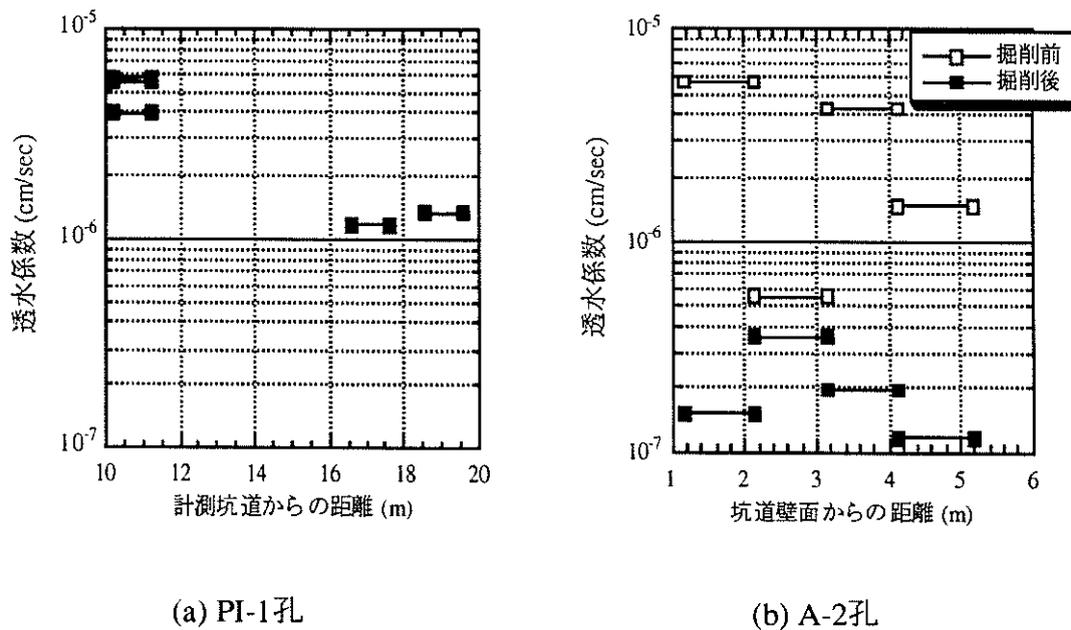


図-2.6.6.1 PI-1孔およびA-2孔の透水試験結果

(3) 北延NATM坑道計測坑道MH-1～3孔（土岐夾炭累層）との比較

図-2.6.6.2に平成5年度北延NATM坑道計測坑道MH-1～3孔で実施された透水試験結果ならびに本試験の透水試験結果を示す<sup>2)</sup>。

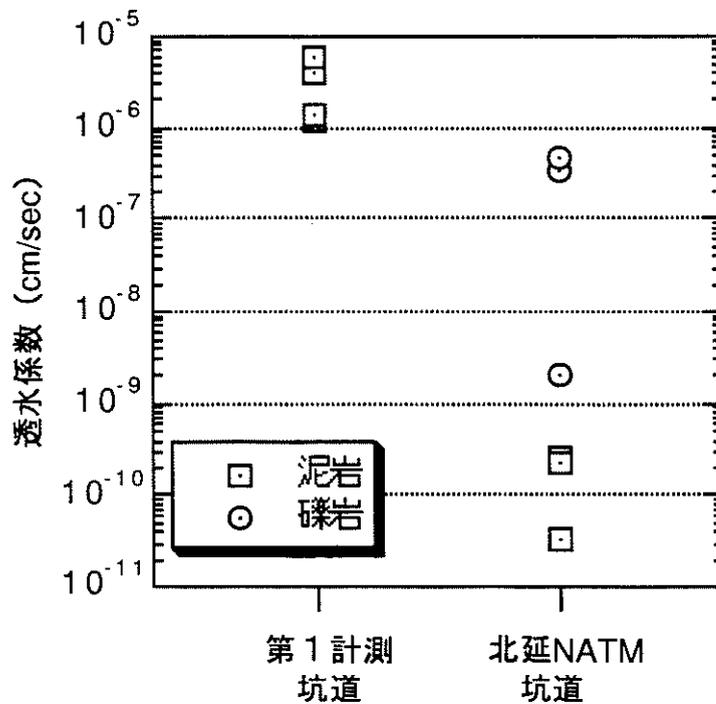


図-2.6.6.2 北延NATM坑道および第1計測坑道(PI-1孔)の透水試験結果

図-2.6.6.2より、本試験結果と比較して北延NATM坑道における泥岩の試験結果は、 $10^6 \sim 10^4$ 倍という極端に小さい値を示している。同一の岩相（泥岩）におけるこの極端な透水係数の差異は、深度による地層の違い（明世累層と土岐夾炭累層）が原因であると考えられる。また、北延NATM坑道の礫岩の透水係数でさえも、本試験計測坑道での測定値を下回っている。なお、ここで示す北延NATM坑道における泥岩の透水係数は、透水試験装置（流量計）の下限流量値を下回る注入量となったことから参考値とされている<sup>2)</sup>。

### 2.6.7 まとめ

第2立坑第1計測坑道のPI-1孔を試験試錐孔として、透水試験（低圧ルジオン試験）を実施した。得られた試験結果をまとめると以下のようになる。

- 1) 3つの測定区間における間隙水圧は、 $3.8 \times 10^2$ 、 $6.6 \times 10^2$ 、 $7.7 \times 10^2$ MPaとなり計測坑道からの深度が深くなるに従い大きくなる。
- 2) 3つの測定区間における透水係数は、 $1.18 \times 10^{-6}$ ～ $5.84 \times 10^{-6}$ cm/sであることから、本試験試錐孔(PI-1孔)周辺の明世累層の透水係数は $10^{-6}$ cm/s程度と考えられる。
- 3) PI-1孔における透水係数は、トランジェントパルス法による室内試験結果( $10^{-8}$ cm/sのオーダー)より大きな値を示した。
- 4) 本試験試錐孔(PI-1孔)における透水係数は、同一の地層（明世累層）で同一深度（G.L.-45.5m）に位置する第2立坑A-2孔の掘削前の試験結果（ $1.47 \sim 5.65 \times 10^{-6}$ cm/s）とほぼ等しい値であった。
- 5) 北延NATM坑道における泥岩の透水係数は、PI-1孔の試験結果の $10^6 \sim 10^4$ 倍という極端に小さい値であった。この原因として、両計測地点の深度（北延NATM坑道；G.L.-135m，PI-1孔；G.L.-45.5m）の違いが考えられる。

### 3. 予備調査結果のまとめ

第2立坑第1計測坑道における掘削影響評価の予備調査として、坑道周辺岩盤（明世累層）の力学的・水理学的特性を得るため、室内試験および原位置試験を実施した。この結果、以下のような成果が得られた。

#### (1)室内試験

##### ①物理試験

- ・P波速度は、飽和度が100～20%では飽和度の低下に伴い低下し、飽和度が20～0%では増加する。S波速度は飽和度の変化によらずほとんど変化しない。
- ・比抵抗は、飽和度が100～50%では飽和度の低下に伴い増加する。飽和度が50～20%では飽和時の値の約3倍まで増加する。また、比抵抗は体積含水率が大きくなると岩相によらず小さくなる。
- ・明世累層の弾性波速度および比抵抗のばらつきは、土岐夾炭累層よりも小さい。

##### ②一軸圧縮試験

- ・明世累層の岩石の一軸圧縮強度は2.5～4.6MPaである。この値は既往の明世累層のデータより小さく、土岐夾炭累層の粗粒砂岩と同等の値である。
- ・明世累層の岩石の一軸圧縮強度のばらつきは土岐夾炭累層に比べて小さい。
- ・局所変位計で求めた割線変形係数 $E_{50}$ は外部変位計の約1.1倍である。土岐夾炭累層ではこの比は約2倍である。

##### ③三軸圧縮試験

- ・封圧が1MPaでの応力～ひずみ曲線はひずみ軟化型を、2MPa以上ではひずみ硬化型を示す。封圧5MPaでの圧密による体積圧縮量は最大1.6%であった。
- ・P波速度はせん断に敏感で、せん断過程の進行に伴いP波速度が減少する。
- ・5MPaまでの封圧では弾性波速度に有意な変化は認められなかった。
- ・最大強度の50%時点での変形係数は、封圧の増加とともに大きくなる。
- ・既往の非排水条件での試験結果との比較により、岩石試料が試験の排水条件によって異なる強度定数を示す可能性があることが分かった。三軸試験は供試岩石が実際に遭遇する排水条件に近い条件で実施するのが望ましい。

##### ④透水試験（トランジェントパルス試験）

- ・透水係数は平均値で $5.7 \times 10^{-8}$  cm/s である。有効封圧1～5MPaの範囲では、透水係数に及ぼす有効封圧の影響はほとんど認められない。
- ・有効封圧の上昇前および下降後に同じ有効封圧で3回続けて測定したところ、透水係数に有意な変化はなく、繰り返し測定による目詰まり等の影響は見られない。

#### (2)初期地圧測定

- ・今回のAE法による測定値（1.5～1.8MPa）は、同地点での他の手法（水圧破砕法、ダブルフラクチャー法、応力解放法）による初期地圧測定結果とほぼ一致している。
- ・堆積岩の初期地圧を推定する場合、AEのカイザー効果に顕著な時間依存性があるため試料採取から3日目までに試験を行う必要がある。

#### (3)孔内壁面観察

- ・調査対象地点では凝灰質泥岩が一様に分布している。
- ・観察されたき裂の出現頻度は0.5本/mである。
- ・すべてのき裂の開口幅は1mm以下であり、走向は概ね南北方向と推定される。ただし、今回のボーリング孔と同じ走向（東西方向）のき裂の確認は困難であることを考慮する必要がある。

#### (4)孔内載荷試験

- ・変形係数は700～1200MPaであり、弾性係数は600～1400MPaである。
- ・第2立坑の水平ボーリング孔（A-1孔）での変形係数との差異は載荷方式の違いに原因があると考えられる。（土岐夾炭累層の変形係数とは、岩相および深度の違いから単純には比較できない。）

#### (5)透水試験（低圧ルジオン試験）

- ・原位置での間隙水圧は、計測坑道からの深度に依存して大きくなる。
- ・原位置での透水係数は $1.2 \times 10^{-6}$ ～ $5.8 \times 10^{-6}$  cm/sであり、トランジェントパルス法による今回の室内試験結果(平均 $5.7 \times 10^{-8}$  cm/s)より大きい。
- ・第2立坑の水平ボーリング孔（A-2孔）の掘削前の透水係数（ $1.5 \sim 5.7 \times 10^{-6}$  cm/s）は、今回の試験結果とほぼ等しい。

## 参考文献

### 2.2.1 物理試験

- 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)伊関（1994）：岩石の含水状態と比抵抗の関係について、物理探査学会第91回学術講演会
- 3)土木学会（1992）：軟岩評価－調査・設計・施工への適用、土木学会、pp.116

### 2.2.2 一軸圧縮試験

- 1)龍岡、渋谷、佐藤他（1993）：三軸および一軸供試体の微小ひずみでの変形係数の測定方法、三軸試験方法に関するシンポジウム発表論文集、PP.173-180、土質工学会

### 2.2.3 三軸圧縮試験

- 1)土木学会岩盤力学委員会：軟岩の調査・試験の指針（案）、3.3.3 軟岩の三軸圧縮試験、土木学会、pp.40-45、1991
- 2)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
- 3)Paterson, M.S.（荻野正二、他訳）：実験岩石力学、第5章、古今書院、pp.64-79、1986
- 4)土質試験の方法と解説、土質工学会、p.357、1990
- 5)土質工学会編：堆積軟岩の工学的性質とその応用、土質基礎工学ライブラリー30、第3章、土質工学会、1987
- 6)青木、他：非排水条件下での岩石の破壊挙動について、土木学会第43回年次学術講演会、pp.672-673、1988

### 2.2.4 透水試験（トランジェントパルス試験）

- 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

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、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、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

### 2.3 初期地圧測定

1) 資源・素材学会地下計測部門委員会編 (1991) : コアを用いた応力計測ワークシ  
ョップ論文集

2) 土木学会編 (1992) : 初期地圧測定方法の現状と課題

3) J.Kaiser (1953) : Untersuchungen uber das auftreten gerauschen beim zugversuch,  
Archiv fur das Eisenhüttenwesen, Vol.24、pp.43～45

4) 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

5) 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、pp.235～240

6) 荻野正二、水田義明、佐野修共訳 (1986) : 実験岩石力学、古今書院、第6章

7) 道広一利、畑浩二、藤原紀夫、吉岡尚也 (1990) : AEによる岩盤破壊予知のた  
めの基礎的考察、材料、第39巻、第442号、pp.1019～1025

8) 大石清隆、佐藤稔紀、杉原弘造 (1994) : 東濃鉾山周辺地山の岩盤応力測定、動  
燃技報、No.92、pp.106～111

### 2.4 孔内壁面観察

1) 亀和田俊一、遠藤努、国分英彦、西垣好彦 : BIPシステムの装置とその能力につい

- て、第21回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集、pp.196～200、1989.1)
- 2)丸山誠、村上治（1992）：地面の下を掘るーハイテク地質調査機器ボアホールスキャナーと地質画像処理システムの概要ー、画像ラボ、Vol.3、No.9、pp23～26.
- 3)J.Zemanek, E.E.Glenn, L.J.Norton, and R.L.Caldwell（1970）：Formation Evaluation by Inspection with the Borehole Televiwer, Geophysics, Vol.35, No.2, pp.254～269.
- 4)岩の力学連合会編（1985）：日本語訳 ISRM指針、vol.3、岩盤不連続面の定量的記載法

## 2.6 透水試験

- 1)動燃事業団限定資料(1991)：立坑掘削影響試験のうち岩盤挙動の調査（Ⅱ），PNC ZJ7449 91-002
- 2)動燃事業団公開資料(1994)：機械による掘削影響試験の事前調査・解析，PNC TR/GE 94-02

第2立坑第1計測坑道における試験計画の検討

## 第2立坑第1計測坑道における試験計画の検討

### 目次

	頁
1. はじめに	資-1
2. 研究・開発項目の調査と選定	資-2
2.1 研究・開発項目の調査方法	資-2
2.2 研究・開発計画案の選定	資-2
2.2.1 研究・開発項目の選定方法	資-2
2.2.2 掘削影響評価のための岩盤の長期的物理・化学、力学特性変化特性	資-6
2.2.3 断層の詳細掘削影響試験	資-15
参考文献	資-18

## 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。この掘削影響領域内での岩盤特性の変化の程度やその範囲を調査・計測し、掘削影響領域内で発生している現象を評価することは、地層処分システムの設計・建設や性能評価を行う上で重要である。

動力炉・核燃料開発事業団（以下「事業団」という。）では、空洞周辺岩盤の力学的・水理学的特性の変化を調査・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掘削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、事業団所有の東濃鉦山の北延NATM坑道および第2立坑を掘削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。

今後、掘削による影響評価試験を深度や岩相の異なる地点で実施することは、掘削影響評価の確証や一般化のために必要であると考えられる。

ここでは、第2立坑第1計測坑道において掘削影響試験を行うための計画の検討を行う。計画の検討にあたり、先ず、掘削影響評価に関連する既往の文献を調査して、当地点で考えられる研究・開発項目を上げ、目的、必要な試験条件、レイアウト、得られる成果、および第2立坑第1計測坑道で実施する場合の適用性を整理する。

次に、調査結果に基づき、当地点の特徴を踏まえた掘削影響評価のありようを考慮して、実施することが可能な研究・開発項目を抽出する。最後に、抽出された研究・開発項目について、目的、研究・開発内容およびレイアウトを示す。

## 2. 研究・開発項目の調査と選定

### 2.1 研究・開発項目の調査

研究・開発計画を策定するためのフローを図-2.1.1に示す。先ず、過去5年程度の論文、報文等を参考に、空洞の掘削による影響を評価する上で重要と思われる研究・開発項目を整理した。調査した16項目を表-2.1.1、2.1.2に示す。

本表には、研究・開発の目的、想定される要因と現象の分析、研究・開発に必要なサイトの条件、必要な調査・試験項目、モデル化・解析手法、および得られる成果を示した。同表の調査・試験項目、およびモデル化・解析手法については、図-2.1.2に示した掘削影響評価の要因と評価手法と対応させることにより、その位置づけを確認できるようにした。

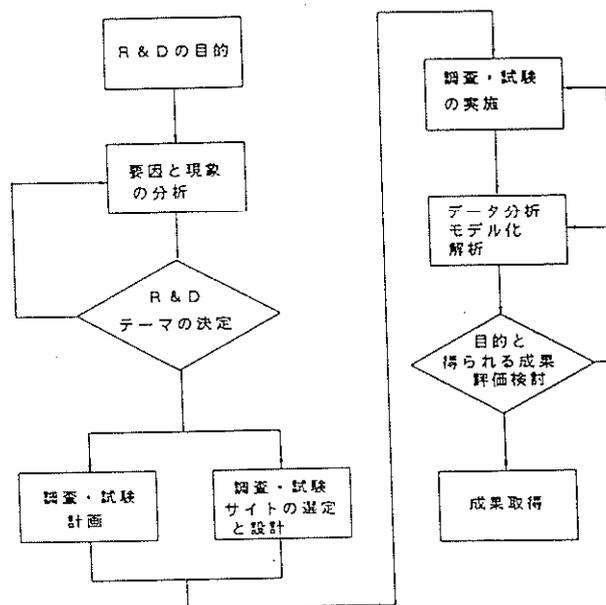


図-2.1.1 研究・開発計画策定のための基本フロー

### 2.2 研究・開発計画案の選定

#### 2.2.1 研究・開発計画案の選定方法

ここでは、2.1節での調査結果に基づき、当地点の特徴を踏まえた掘削影響評価のありようを考慮して、実施することが可能な研究・開発項目を抽出した。

表-2.1.1 研究・開発テーマ策定のための一覧表 (その1)

No.	1	2	3	4	5	6	7	8
R&Dの目的	坑道の形状が及ぼす掘削影響領域の把握	岩盤掘削パターンが及ぼす掘削影響領域の把握	坑道支保パターンが及ぼす掘削影響領域の把握	逆解析による岩盤掘削影響領域の評価	岩盤内貯蔵ガスを考慮した坑道の安定性評価	透気試験による岩盤掘削影響領域の把握	掘削による緩み域生成メカニズムの解明	岩盤の長期的変形挙動の把握
要因と現象の分析	掘削断面の寸法 形状 連接 坑道の隅角部などの条件	掘削パターン ・全断面 ・ロングベンチ ・ショートベンチ ・サイロット ・火薬量、穿孔配置	NATM支保 ・ロックボルト 長さ、本数、ピッチ ・鋼製支保工 ・吹付けコンクリート 強度、厚さ	掘削に伴う坑道周りの塑性領域の形成	廃棄物から発生されるガスの蓄積圧力  漏気現象	掘削に伴う応力再配分、き裂の開閉	き裂開口 岩盤の塑性化による緩み域の生成	岩盤のクリープ特性
サイト選定と設計	試験坑道 ・円形 ・馬蹄形 ・矩形 ・大断面、小断面 ・隅角部	試験坑道  計測坑道	試験坑道  計測坑道	試験坑道	圧力導入部の設計  閉塞坑道とプラグ部分の設計  計測坑道	試験坑道	試験坑道、計測坑道内 A/Eセンサー配置の設計	試験坑道 (ビタの設計) 計測坑道  室内試験
調査試験	掘削影響領域を評価するための原位置試験と現場計測	掘削影響領域を評価するための原位置試験と現場計測	掘削影響領域を評価するための原位置試験と現場計測	現場計測  ・内空変位 ・天端沈下 ・地中内変位	現場計測  ・地中内変位 ・岩盤内応力	・試験装置と計測システムの開発  ・ボーリング孔による透気試験	岩盤内A/E計測器と計測システムの開発	・持久的な試験機器と計測システムの開発  ・岩盤、岩石、き裂面のクリープ試験の実施
モデル化解析	有限要素法による事前解析検討	有限要素法による事前解析検討	有限要素法による事前解析検討	仮定モデル  逆解析	  計測データの解析法	計測データの解析法	計測データの解析法	・粘弾性モデル  ・粘弾性解析
得られる成果	断面形状と緩み領域の大きさの関係把握	緩み領域を考慮した最適な掘削パターンの指針	緩み領域を考慮した最適支保パターンの指針	逆解析による塑性領域の推定	発生ガス圧による岩盤とプラグの変形挙動の把握	・試験法の確立 ・試験機器の開発 ・岩盤の透気特性 ・透気特性による掘削影響領域の把握	緩み域とA/E発生域の関係  緩み域発生のプロセス解明	・試験機器の開発  ・岩盤の長期的変形挙動の予測
今回のサイト(第2立坑第1計測坑道)との関連性	岩盤の均質性により有利	岩盤の均質性により有利	岩盤の均質性により有利	岩盤の均質性により有利	特に問題なし	試験機器、計測システムの開発に問題	特に問題なし	土被りが浅いので試料が困難

表-2.1.2 研究・開発テーマ策定のための一覧表 (その2)

No.	9	10	11	12	13	14	15	16
R&Dの目的	岩盤の破壊特性の把握	き裂の連結性に関する評価	断層の詳細把握のための調査・試験	断層を考慮した岩盤掘削解析による掘削影響領域の評価	岩盤の風化・劣化特性の把握	岩盤の応力徐荷時における変形特性	岩盤の塑性域生成のメカニズムの把握	掘削に伴う岩盤損傷メカニズムの解明
要因と現象の分析	掘削に伴う応力変化に伴うき裂の進展	き裂の連結性に起因する透水性の増大	断層は弱部となり周辺岩盤構造物に影響を及ぼす 断層の工学的性質が不明確	・断層と坑道の離間距離 ・断層の走行、傾斜 ・断層の物性値	温度 湿度 地下水 含有鉱物など	岩盤掘削の影響による徐荷された異方性岩盤の変形特性	掘削にともなう塑性域の生成	発破などによる岩盤の損傷
サイト選定と設計	対象とする坑道からの岩石ブロック採取 室内試験	試験坑道 室内モデル試験	断層付近の坑道のレイアウト	断層付近の坑道のレイアウト	対象とする坑道から岩石試料の採取 試験坑道	試験坑道	原位置試験 室内試験	原位置試験 室内試験
調査試験	室内破壊靱性試験	透水試験 模型試験	原位置試験 現場計測 室内試験		X線回折 CEC試験 浸水崩壊度 スレーキング試験 マイクロフラクチャー（電子顕微鏡）の分析など 原位置試験	孔内載荷・徐荷試験 平板載荷・徐荷試験	偏圧載荷時での岩盤・岩石試験	衝撃荷重による岩石岩盤の破壊試験
モデル化 解析	Griffith理論 MBCモデル 理論解析 境界要素法	フラクチャーネットワーク 浸透流解析		断層モデル ジョイント要素など 有限要素法などによる解析		異方性を考慮可能なモデル（クラッキングなど） 有限要素法などによる解析	弾塑性モデル 弾塑性解析	
得られる成果	岩盤の破壊特性 き裂進展問題	連結性のあるき裂（水道となる）の推定 岩盤の地下水拡散現象のシミュレーション予測	断層の物理、水理、力学的挙動の詳細把握 断層モデル化のための基礎データ	断層モデルの最適化 岩盤の掘削影響領域に及ぼす断層の影響予測	地下環境下での岩盤の化学的、物理的变化 化学的長期的変化の予測	岩盤掘削による徐荷時の変形特性（E、 $\nu$ ）	塑性領域境界の解明 塑性域進展のメカニズムの解明	衝撃エネルギーによる岩石・岩盤の損傷領域の評価
今回のサイト（第2立坑第1計測坑道）との関連性	破壊試験法検討要	試験サイトでのき裂の状態に問題	断層にアクセスしやすいので有利	断層にアクセスしやすいので有利	試料採取に問題	特に問題なし	試験方法の問題 試料採取に問題	試験方法の問題 解析方法の問題

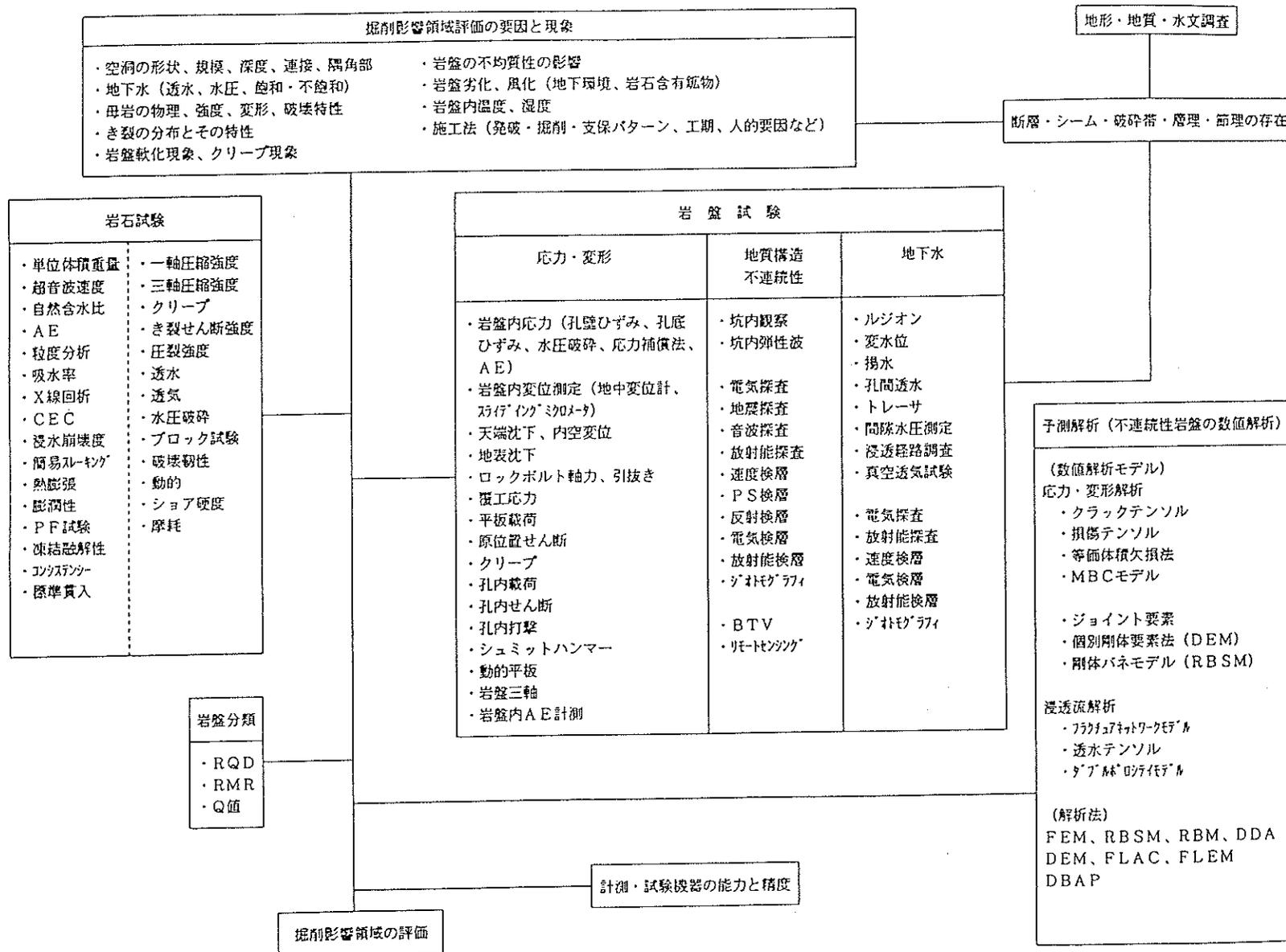


図-2.1.2 掘削影響評価の要因と評価手法（調査・試験、解析方法）

図-2.2.1.1に掘削の影響に関連する事象についてのフロー図（動燃事業団：「掘削影響試験の計画立案に係わる補足資料」（平成6年12月）から抜粋）を示す。同図は空洞の掘削による影響と、地層処分システムの性能評価および設計・建設・閉鎖技術開発を関連づける事象を示す。上記資料では、試験計画の検討にあたり、同図に示された事象の関連性を定量的に評価することが重要であるとされている。

図中の空洞掘削に伴う掘削損傷、応力場の変化および間隙水圧の変化は、短期的な問題であると同時に、長期的な問題についても考慮しておく必要がある。このため、掘削影響が時間の経過とともにどのように変化するかを把握しておくことは、長期変形挙動に関するデータの蓄積と掘削影響の計測・解析手法の開発の観点から重要な課題の1つであると考えられる。

図中の空洞掘削に伴う掘削損傷については、岩盤のき裂や空隙などに起因する不均質部における影響把握は、物質移行経路の変化を把握する上で重要な項目の1つである。断層はき裂や空隙に比べて規模の大きい不均質部と考えられることから、断層の存在と掘削影響との関連性を調査し、評価することは重要課題の1つであると考えられる。

また、上記資料でも、当地点での研究・開発は、

- ①比較的均質な岩盤である。
- ②深度が比較的浅いこと（約50m）。
- ③断層のアクセスが簡単である。

という特徴を活用したものとすることが望ましいとされている。

以上のことから、第2立坑第1計測坑道における掘削影響領域の把握のための研究項目として、以下の2項目を選定した。

- (1)掘削影響評価のための岩盤の長期的物理・化学、力学変化特性に関する研究
- (2)断層の詳細調査と掘削影響試験

## 2.2.2 掘削影響評価のための岩盤の長期的物理・化学・力学特性に関する研究

### (1) 研究の目的

地層処分の観点から対象となる岩盤は水理・力学特性が基本的に異なる結晶質岩系と堆積岩系に分類される。その内容は「高レベル放射性廃棄物と日本の地質」<sup>1)</sup>に

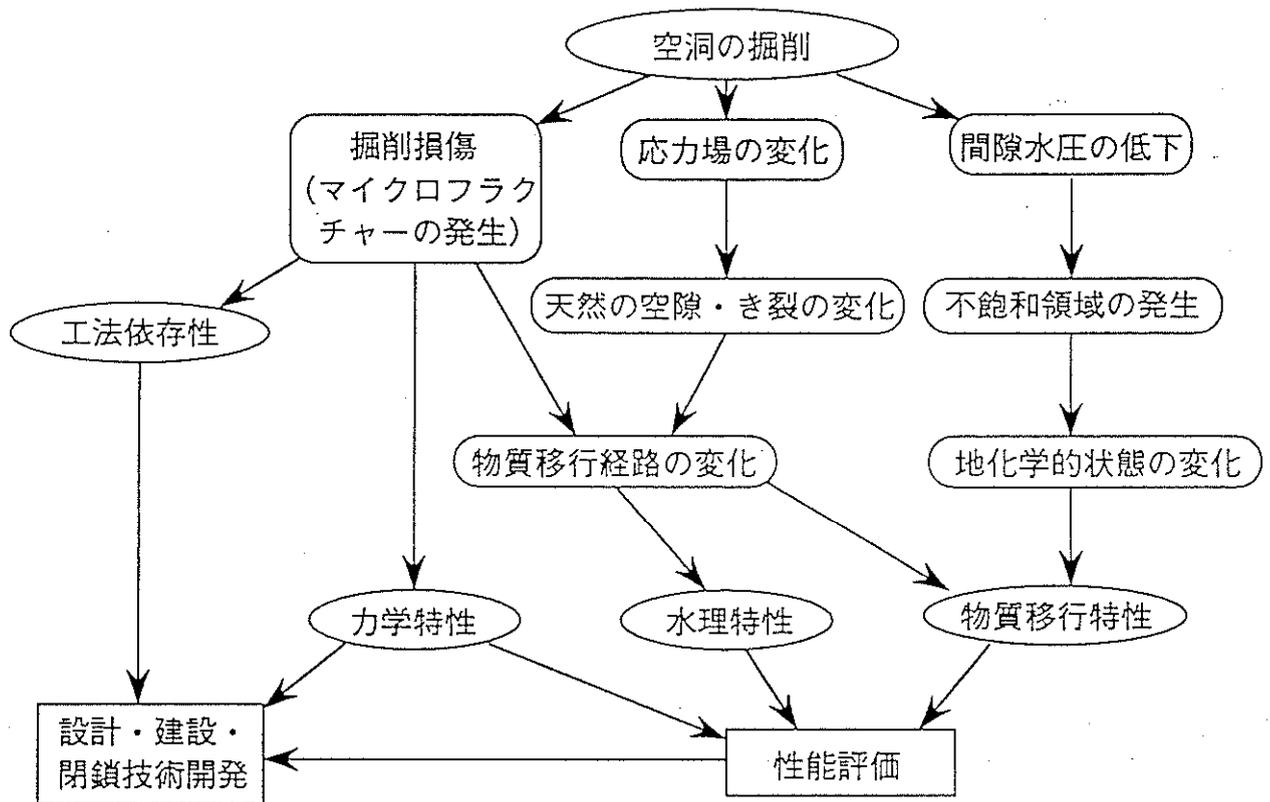


図-2.2.1.1 掘削影響に関連する事項

よると、結晶質岩系と堆積岩系について以下のように述べられている。

- (1) 岩体を構成する岩石として、一般に結晶質岩系と堆積岩系が考えられ、これらは、さらに硬質岩と軟質岩に分類される。
- (2) 地層処分に適する岩石として、硬質岩では花崗岩が、軟質岩で軟質泥岩が挙げられる。硬質岩の場合、地下深くでは割れ目が閉じて透水性は小さく、軟質岩の場合、割れ目は癒着することが多い。
- (3) 地層処分を対象とした場合、花崗岩は十分な強度を持ち坑道を維持しやすいが割れ目は皆無ではない。これに対して軟質泥岩は、割れ目ができて癒着の可能性はあるが、坑道維持は容易でない。
- (4) これらの岩体の分布域を特定することはできないが、地質時代からみると、花崗岩は白亜紀～古第三紀のもの、軟質泥岩では新第三紀のものに適切なものが見い出される可能性が高い。

また、地層処分施設が一般の地下構造物と異なる点は、タイムスケールの大きさの違い点である。このため、空洞の周辺岩盤の特性が時間とともにどのように変化するかを評価し、予測することは重要である。つまり、岩盤特性の長期的変化の把握が1つの課題となる。

岩盤特性の長期的変化は、物理・化学的性質なものと力学的性質なものに分けられる。前者には、たとえば岩盤の含有鉱物によって特性が変化する風化・劣化などの問題が、後者には、外的要因による岩石そのものやき裂部分のクリープ問題などがあり、上記(3)のような坑道の安定問題に関連する。軟質岩系の場合は、軟化した状態での大規模な地すべりや、トンネル掘削時の応力解放による流動化（スウェリング、スレーキング）が大きな不安定現象を誘発する。

本研究計画では、第2立坑第1計測坑道周辺の岩相が瑞浪層群明世累層（凝灰質中粒砂岩～泥質砂岩）であることから軟質岩を対象とし、上述した(2)(3)の項目を念頭に置いて、軟質岩の長期的挙動を把握することを目的とし、特に掘削影響領域内の損傷を受けた岩盤を対象として調査・試験、および計測を行う。

## (2) 研究内容

### ①対象岩盤の初期物性

調査・試験内容は、基本的に坑道周辺岩盤の長期的な工学的性質を把握するものとし、数値解析を主体とした変形予測問題も含めて実施する。最初は初期状態（掘削直後）での岩盤の物理・化学・力学特性を把握することとする。

試験項目として以下の内容を考える。

A：物理・化学試験

- ・単位体積重量
- ・弾性波速度
- ・自然含水比
- ・飽和度
- ・X線回析
- ・陽イオン置換容量（CEC）
- ・電子顕微鏡によるマイクロクラック調査

B：水理・力学試験

- ・透水試験
- ・一軸圧縮試験

C：環境測定

- ・空洞内温度
- ・湿度
- ・地温
- ・水温

以上の調査・試験項目を経時的に測定することとする。

## ②飽和度の変化による岩盤物性の変化

地下水変動により岩盤の飽和度が変化し、それに伴い岩盤物性は変化する。図一2.2.2.1は、泥岩を例として飽和度の変化に伴う物性変化を示している<sup>2)</sup>。この図のように飽和度の物性変化の指標を求めれば、長期にわたり飽和度が変化した時点の岩盤物性を推定することが可能となる。

## ③吸水による岩盤物性の変化

吸水による岩盤の体積膨張には、間隙水が満たされ物理的に体積増加を起こす吸

水膨張現象と粘土鉱物の吸水反応に基づく膨潤現象が上げられるが、実際にこれらを分離することは困難である。地下環境において、地下水変動による乾湿繰り返しに伴う劣化促進現象は、上記のような要因で岩石組織の結合力を無くし、破壊現象を起こす。図-2.2.2.2に泥岩の乾湿繰り返しによる吸水量の変化を示す<sup>3)</sup>。本研究では、劣化促進現象を把握するため、スレーキング試験（ISRM指針）を行う<sup>4)</sup>。

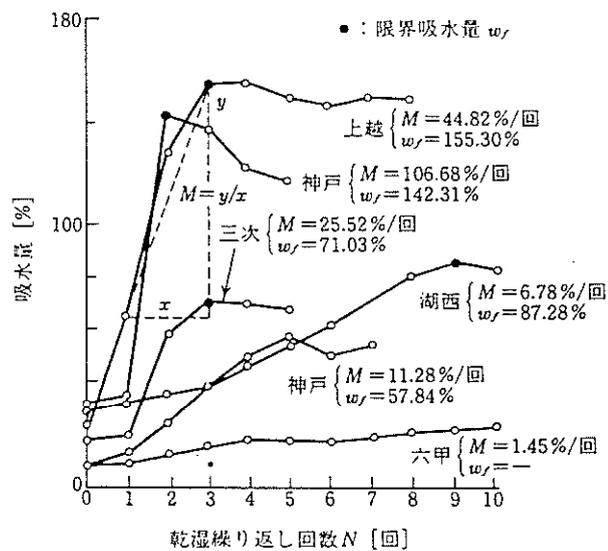
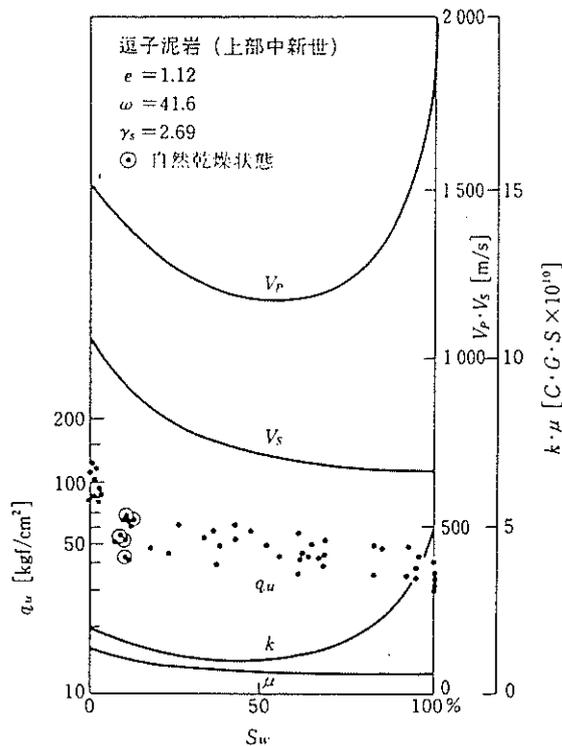


図-2.2.2.1 飽和度と物性変化 図-2.2.2.1 乾湿繰り返しによる吸水量変化

#### ④岩盤の長期変形特性試験

軟質岩の変形問題の中でも、特に長期荷重による変形問題を把握することは重要である。その際、圧密現象とクリープ現象を区別することは困難であるが、この場合、圧密現象を過剰間隙水圧が消散する段階と考え、クリープ現象を構造骨格が変化する段階と考えれば、長期間の時間に依存する変形はクリープ現象と考えられる。図-2.2.2.3に泥岩を対象とした長期の原位置岩盤クリープ試験の例を示す<sup>5)</sup>。

また、均質な岩盤であれば、岩石コアのクリープ特性から岩盤のクリープ特性を

把握することが可能である。図-2.2.2.4は、実験で求められたクリープ係数を基に推定した軟質岩の時間依存性破壊強度を示す<sup>6)</sup>。最大強度が時間とともに変化する傾向が分かる。

本研究計画では、平板載荷によるクリープ試験と岩盤内応力を考慮した三軸応力下での室内クリープ試験を行う。

また、図-2.2.2.5に示すように計測坑道と①坑道から、合計6本のボーリングを行い、スライディングマイクロメーターを埋設し、②および③坑道の掘削時から主応力方向の異なる坑道周辺のクリープ変形を計測し、長期的な掘削影響領域の広がりを調査する。なお、このような試験の実施にあたり、長期にわたる変位を計測することが可能な耐久性のある計測器の開発が必要である。

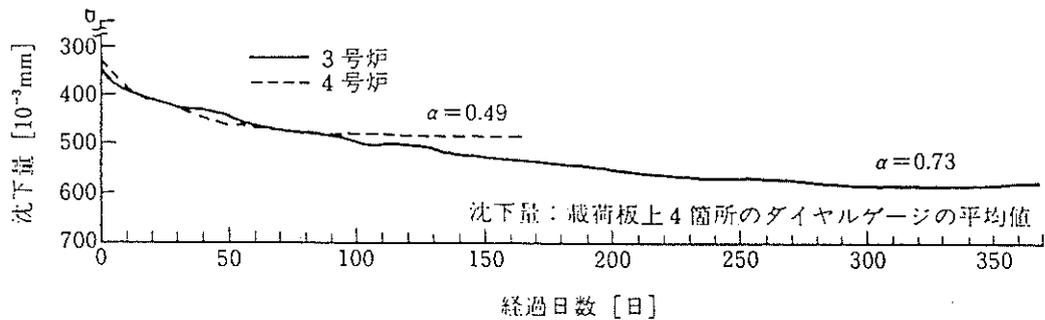


図-2.2.2.3 原位置クリープ試験結果

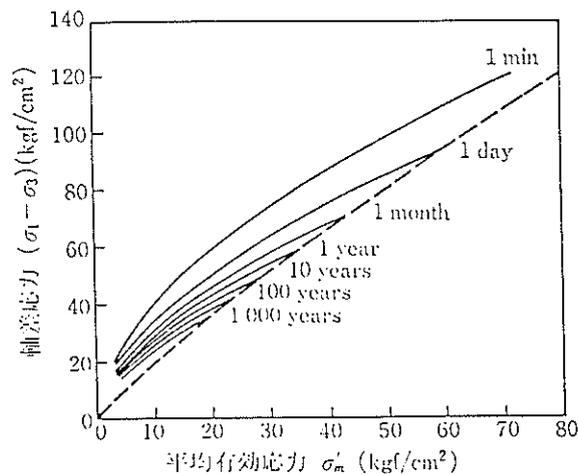


図-2.2.2.4 軟岩質の長期強度

最大主応力方向

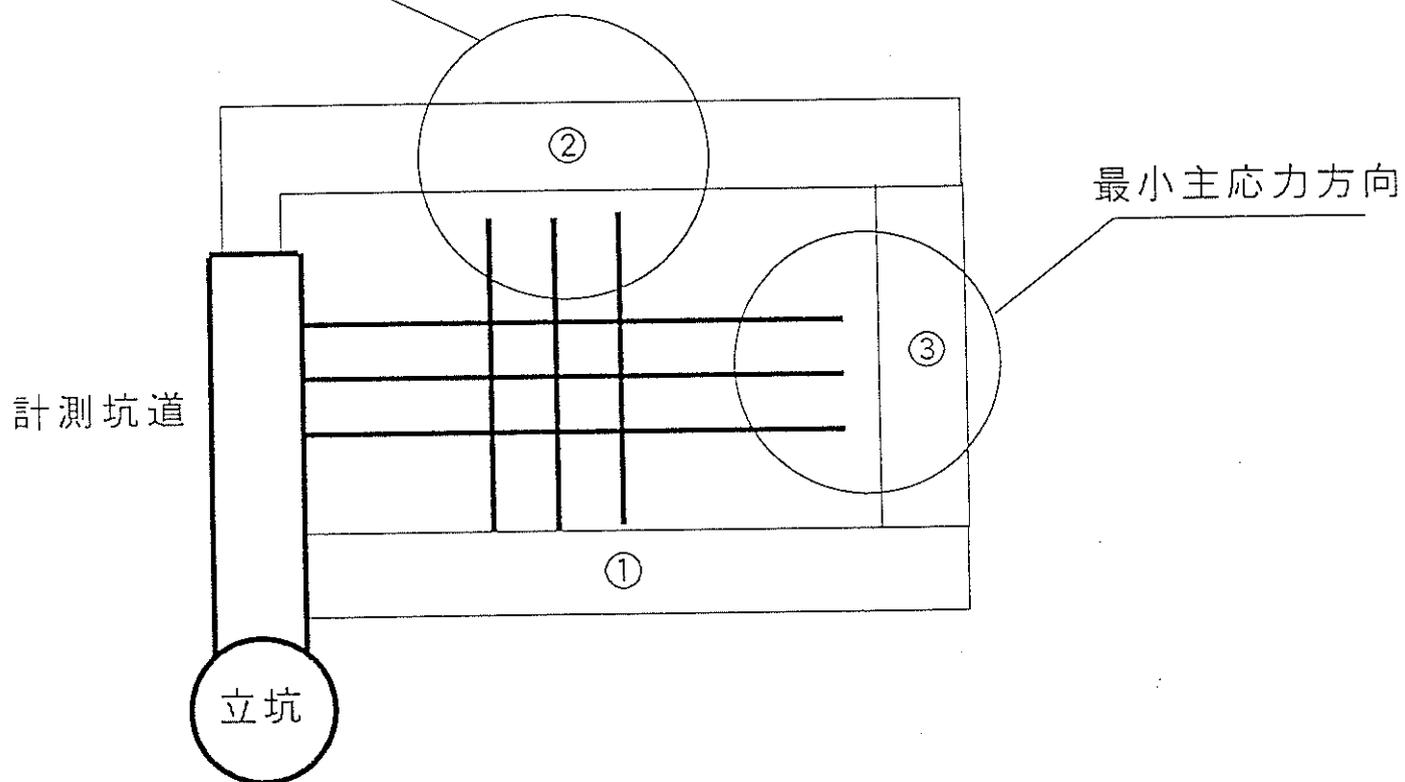


図-2.2.2.5 長期的な変形測定のための坑道レイアウト

### ⑤岩盤の長期変形解析

地層処分場のような重要構造物では、施設建設後の長期間にわたるクリープ変位量（特にせん断ひずみ成分）の推定が問題になる。その解析手法として、粘弾性および粘塑性理論がある。岩盤は一般に、荷重が作用すると瞬間的な変形と遅延的な変形を起こすので線形粘弾性と言われているが、実際には非線形的な挙動も示す。

このため、図-2.2.2.6に示すように様々な粘弾性および粘塑性モデルが提案されている。モデルはバネ、ダッシュポットおよびスライダーを組み合わせたものである。その中で実際の挙動を良く表現できるモデルを選定し、せん断係数 $G$ 、粘性係数 $\eta$ などのパラメータを試験結果から決定することになる。複雑な挙動を表現しようとするれば、モデルも解析手法も複雑化する。実用的には3要素のモデルが比較的簡便である。

本研究計画では、室内・原位置試験および変位計測結果から得られるクリープ定数と適切なクリープモデルを設定し、クリープモデルを組込んだ数値解析により長期変形の予測を行う。

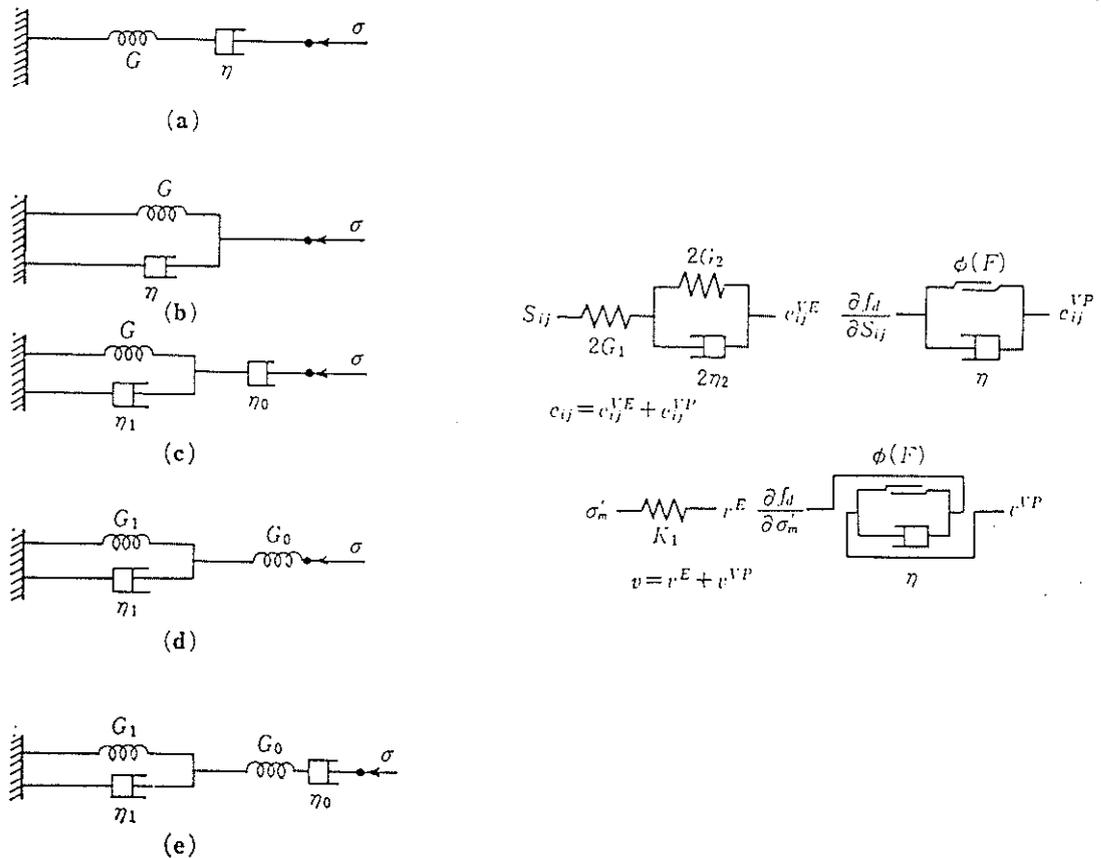


図-2.2.2.6 レオロジカルモデルの例

### ⑥軟質岩盤のき裂進展調査

空洞の安定性を維持するための支保部材の1つに吹付けコンクリートがある。トンネルでは、掘削後の安定性に関連して、吹付けコンクリートの支保効果や施工性について議論されることが多い。しかしながら、軟質岩の場合は吹付けコンクリート背面の特殊な環境下にある岩盤の特性変化を調査する必要性もあると考えられる。

本研究計画では、図-2.2.2.7のように吹付けコンクリートで支保を行う部分と無支保の部分のき裂状態の変化を、初期状態が均質である岩盤を対象として、き裂進展の比較をクラックテンソルによって数量化する。たとえば、図-2.2.2.8は花崗岩の強制的な劣化による構造の変化を示す<sup>7)</sup>。花崗岩の劣化により、き裂密度（クラックテンソル）が増加していることが分かる。

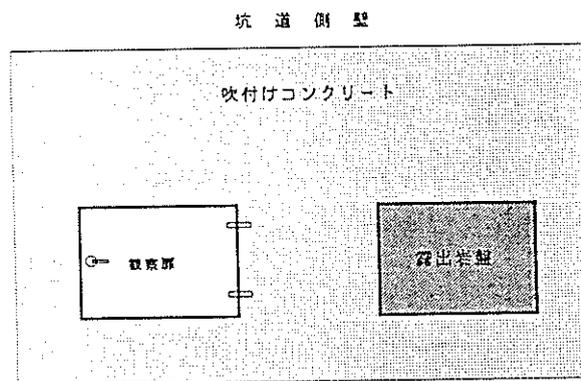


図-2.2.2.7 き裂進展調査

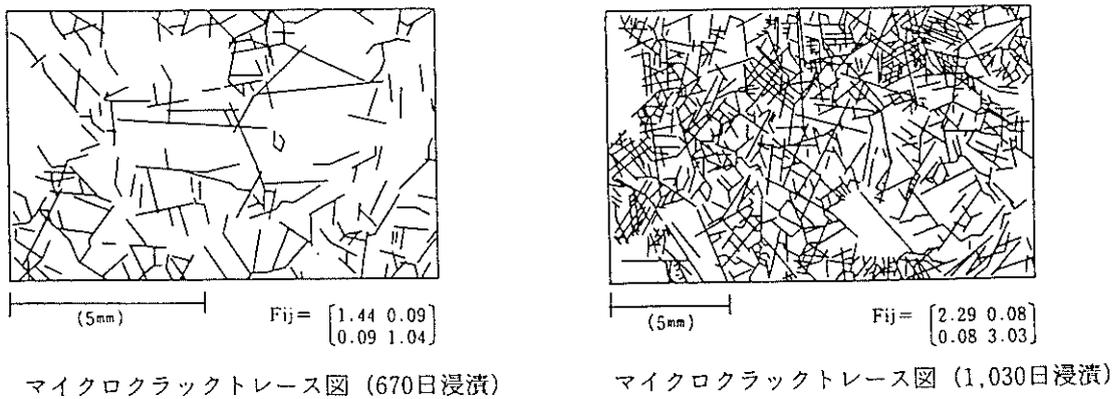


図-2.2.2.8 マイクロクラックのトレース

### 2.2.3 断層の詳細調査と掘削影響試験

#### (1) 研究の目的

地層処分施設は地下数百m以深に建設される計画であり、1つの岩相が地表からある程度の深さまで連続している場合、地表付近と地下深部とでは岩盤の状態が大きく異なる。地表付近では、風化によって粘土化したり、また断層破碎帯が地下深部まで連続する箇所では、図-2.2.2.9に示すように断層破碎帯に沿って軟化する場合がある<sup>9)</sup>。

断層破碎帯から離れた地下深部の岩盤は、断層破碎帯の影響を受けていることが予想されるので、その近辺に岩盤構造物を構築すると不安定現象を引き起こす可能性がある。このような地質構造の状態における岩盤構造物の構築および維持に関する影響を把握することは、設計・建設・閉鎖技術の観点から重要である。また、断層破碎帯のような地質構造は物質移行の経路となることがあるため、断層の力学的・水理学的特性の把握は性能評価の上からも考慮すべき課題である。

具体的には、先ず断層破碎帯そのものの特性を原位置および室内での調査・試験により求め、坑道の掘削が断層の特性に与える影響や、断層の存在が坑道の安定性に与える影響を主に数値実験により評価する。この場合、数値解析上の断層の取扱い（モデル化の方法）が問題になる。

本研究計画では、第2立坑第1計測坑道における瑞浪層群明世累層（凝灰質中粒砂岩～泥質砂岩）に存在する月吉断層を対象として、調査・試験、および計測・解析を行う。

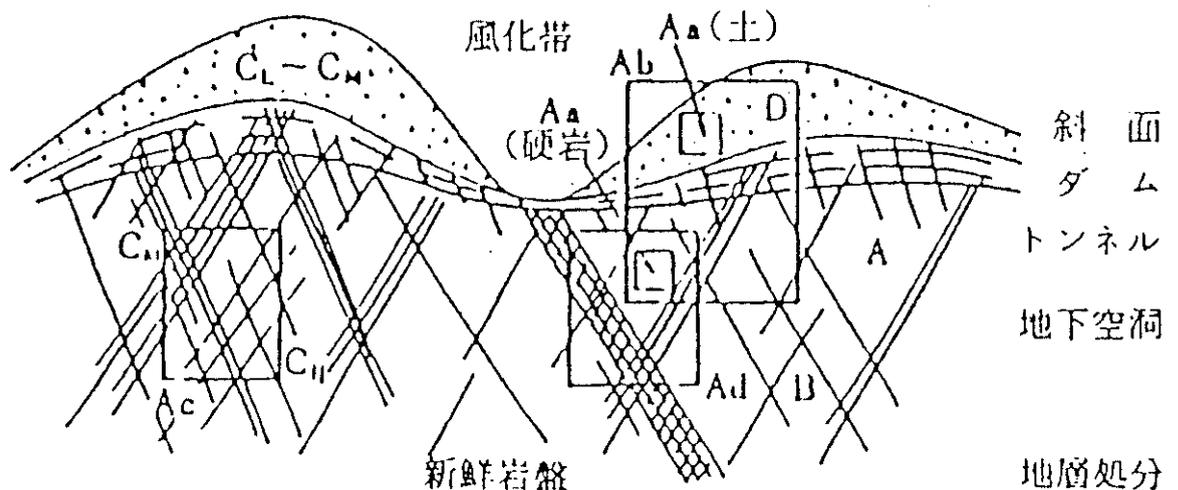


図-2.2.2.9 地層概念モデル

(2) 研究内容

①断層と坑道の変形特性の把握

断層付近の変形特性を把握し、図-2.2.2.10のように坑道掘削過程（坑道の番号は掘削順序を示す）における断層と坑道の変形挙動の計測を行う。

まず、①坑道を掘削し、ボーリング孔を2孔設置する。BTVによる断層の観察と断層付近における孔内載荷試験を行い、断層部の岩相、き裂状態、断層を構成する岩石の強度・変形特性を把握する。また、岩盤内変位の計測のため、断層に向けてスライディングマイクロメーターを2測線設置する。

②、③、④坑道を掘削し、②、④坑道からボーリング孔を穿孔し、スライディングマイクロメーターを4測線設置する。最後に⑤、⑥坑道を掘削し、断層の変形と⑤、⑥坑道周辺岩盤の挙動を計測し、孔内載荷試験を行う。なお、全ての坑道において内空変位および天端沈下を計測する。

計測の主たる目的は、断層に対する掘削方向と断層と坑道の離間距離の違いによる変形挙動、および断層が存在することによる掘削影響領域の評価である。

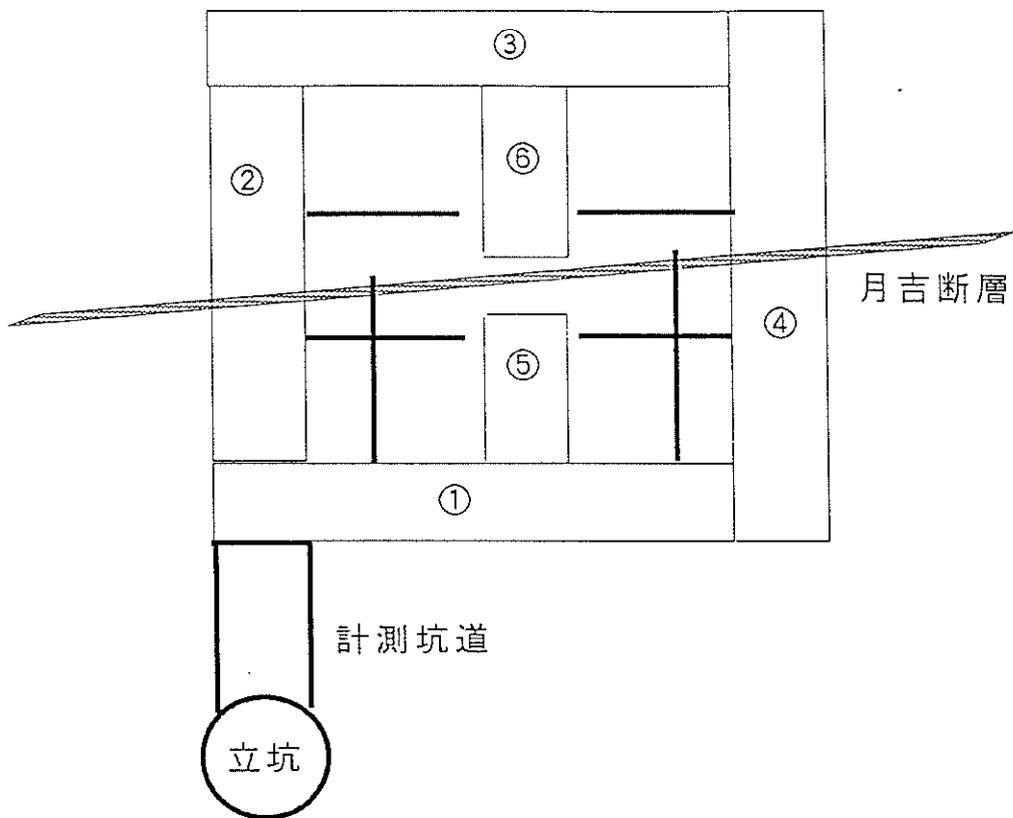


図-2.2.2.10 断層の影響評価のための坑道レイアウト

②断層の物理・化学、水理・力学特性試験

①のボーリングによって断層近辺で採取したコア試料から以下の試験を行う。また、周辺岩盤の既存の試験結果データとの比較を行い、断層部の特性を把握する。

A：物理・化学特性試験

- ・単位体積重量
- ・弾性波速度試験
- ・自然含水比
- ・X線回析
- ・陽イオン置換容量試験（CEC）
- ・スレーキング試験

B：水理・力学特性試験

- ・室内透水試験
- ・一軸圧縮試験
- ・三軸圧縮試験

表-2.2.3.1、2.2.3.2は断層近辺で行った鉱物分析と物理・力学試験結果を示す<sup>9)</sup>。砂岩、主断層粘土、および礫凝灰岩の鉱物組成および物理・力学特性が示されている。

表-2.2.3.1 粘土鉱物組成

試料番号 鉱物名	①砂岩	②主断層	③凝灰岩	④副断層
緑泥石		+		
雲母	+	+		
スノクタイト	++	+++	+++	+++
カオリナイト	+			
斜方チロル沸石		+	+++	+
長石	+++	++	+	+++
石英	++	+++	+	+
クリストバライト	++			
普通珪石	+			

+++：多い、++：中、+：少ない

表-2.2.3.2物理・力学試験結果

試験試料 試験結果	A号孔 (細粒砂岩)	主断層 (断層粘土)	B号孔 (火山れき凝灰岩)
単位体積重量(g/cm <sup>3</sup> )	1.45-1.88	1.80-1.89	1.76-2.13
含水比(%)	29.7-36.1	31.3-42.9	14.4-26.2
真比重	2.584-2.657	2.641	2.420-2.650
間隙率	44.8-56.8	46.0-52.3	34.8-41.8
P波速度(km/sec)	1.50-1.82	1.54	1.66-2.74
S波速度(km/sec)	0.85-1.20	--	1.00-1.57
一軸圧縮強度(kgf/cm <sup>2</sup> )	82.5-176.2	--	148.0-408.0
圧裂引張強度(kgf/cm <sup>2</sup> )	10.8-32.3	--	16.6-39.8
静弾性係数(kgf/cm <sup>2</sup> )	1.0-3.1×10 <sup>4</sup>	--	1.5-6.9×10 <sup>4</sup>
動弾性係数(kgf/cm <sup>2</sup> )	3.1-5.3×10 <sup>4</sup>	--	3.2-11.7×10 <sup>4</sup>
静ポアソン比	0.10-0.20	--	0.06-0.33
動ポアソン比	0.05-0.35	--	3.2-11.7×10 <sup>4</sup>
粘着力(kgf/cm <sup>2</sup> )	--	0.35(cu)	--
内部摩擦角(度)	--	7(cu)	--

添付資料の参考文献

- 1)木村（1987）：高レベル放射性廃棄物と日本の地質、科学技術庁ウエイスト’87  
フォーラム予稿集、pp.61
- 2)小島（1972）：堆積物の固結過程とその工学的性質、施工技術、Vol.5、No.4
- 3)竹内、岩竹（1978）：泥岩の風化特性について、昭和52年道路公団試験所報告、  
pp.37-47
- 4)朝倉（1993）：軟岩に関する調査・試験法—目的・問題点、今後の課題—6.スレー  
キング試験、Vol.No.10、Ser.No.429
- 5)土質学会編（1987）：土質基礎工学ライブラリー30「堆積軟岩の工学的性質とそ  
の応用」、土質工学会、pp.317
- 6)土質学会編（1987）：土質基礎工学ライブラリー30「堆積軟岩の工学的性質とそ  
の応用」、土質工学会、pp.314-315
- 7)鈴木、桑原、丸山、平間（1993）：長期熱水水浸漬下における花崗岩の物性変  
化、大林組技術研究所報、No.46、pp.79-84
- 8)小島（1986）：割れ目系岩盤と層状岩盤の物性比較、第2回岩盤システム工学セ  
ミナー地下空間の開発と利用（Ⅱ）、pp.350-358
- 9)桑原、鈴木、平間（1990）：断層を含むサイスミック・トモグラフィ、第22回岩  
盤力学に関するシンポジウム講演論文集、pp.471-475