

機械掘削による影響評価試験のうち 坑道掘削および掘削中の調査

(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 96-004	1998.3.25
この資料は技術管理室保存資料です 閲覧には技術資料閲覧票が必要です 動力炉・核燃料開発事業団 技術協力部技術管理室		

1996年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うち坑道掘削および掘削中の調査

山本 卓也* 吉岡 尚也**

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、東濃鉦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、機械掘削による影響評価を行うためのデータを取得する目的で、坑道を機械により掘削し、掘削中に坑道壁面の地質観察、変位測定および振動測定を行った。振動測定は、今回設けられた発破掘削区間でも行った。

これらの調査結果を整理し、坑道掘削により明らかとなった地質構造、掘削に伴い発生する岩盤変位挙動についてとりまとめた。また、今回得られた測定データを平成6年度までに得られたデータと比較した。振動測定結果については、機械掘削と発破掘削とで振動特性を比較した。

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：070D0172

事業団担当部課室および担当者：

東濃地科学センター 地層科学研究開発室長 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

Excavation of a drift and investigation during excavation to evaluate
excavation effects on a rock mass around a machine excavated drift

T.Yamamoto¹⁾ H.Yoshioka²⁾

ABSTRACT

Excavation of a shaft or drift disturb the structure of a rock mass around the opening and, as a result, mechanical and hydraulic properties of the 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. Machine excavation of a drift has been performed to investigate the dependence of the extent and properties of the EDZ on excavation method. The pre-excavation stage of the experiment was started in 1993 to reveal the rock condition before the drift excavation.

The drift was excavated by a machine. Investigation during excavation was carried out in order to collect data to evaluate excavation effects. The investigation during excavation consisted of the following items:

- geological mapping of a drift wall
- measurement of displacement during excavation
- vibration of the rock mass during machine excavation and blasting

Geological structure and rock mass displacement during machine excavation are summarized. The results of the investigation are discussed together with the results obtained before 1995. The features of wave data generated by machine excavation and blasting are compared.

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

機械掘削による影響評価試験のうち坑道掘削および掘削中の調査

担当者一覧

	大成建設（株）	（株）大林組
実施責任者	伊藤 克夫	村井 喜一
実施担当者	山本 卓也	三上 哲司
研究業務担当	山本 卓也 羽出山吉裕 友野 雄士	三上 哲司

機械掘削による影響評価試験のうち坑道掘削および掘削中の調査

目 次

	頁
1. はじめに	1
1.1 目的	1
1.2 坑道掘削および調査試験項目	2
2. 坑道掘削	4
3. 坑道掘削中の調査	13
3.1 坑道壁面地質観察	13
3.2 変位測定および岩盤内変位測定	22
3.2.1 目的	22
3.2.2 内空変位、天端沈下測定	24
3.2.3 岩盤内変位測定	35
3.2.4 まとめ	45
3.3 振動測定	47
3.3.1 目的	47
3.3.2 発破掘削時の振動測定	47
3.3.3 機械掘削時の振動測定	68
3.3.4 まとめ	93
4. 坑道掘削および掘削中の調査のまとめ	98

図目次

1.はじめに

図-1.2.1 調査・試験位置図	3
------------------	---

2.坑道掘削

図-2.1 坑道掘削位置および機械掘削坑道の断面図	4
---------------------------	---

図-2.2 掘削工概要図	6
--------------	---

図-2.3 吹付工概要図	7
--------------	---

図-2.4 出来形図（機械掘削坑道）	9
--------------------	---

3.坑道掘削中の調査

3.1 坑道掘削中の調査

図-3.1 掘削中の調査・試験位置	14
-------------------	----

図-3.1.1 試験坑道切羽スケッチ	17
--------------------	----

図-3.1.2 事前想定地質断面図～切羽観察結果（坑道延長10.0m）	18
-------------------------------------	----

図-3.1.3 地山総合評価点分布図	19
--------------------	----

図-3.1.4 地山要因別地山評価換算点分布図	21
-------------------------	----

3.2 変位測定および岩盤内変位測定

図-3.2.1.1 変位計測位置図	23
-------------------	----

図-3.2.2.1 測定ポイント設置状況	24
----------------------	----

図-3.2.2.2 コンバージェンスメータ（（株）東亜測器製：TM-15MB型）	24
--	----

図-3.2.2.3 内空変位計測測線	25
--------------------	----

図-3.2.2.4 内空変位経時変化図（S3850）	26
----------------------------	----

図-3.2.2.5 内空変位切羽離れ図（S3850）	26
----------------------------	----

図-3.2.2.6 内空変位経時変化図（S4250）	27
----------------------------	----

図-3.2.2.7 内空変位切羽離れ図（S4250）	27
----------------------------	----

図-3.2.2.8 内空変位経時変化図（S4750）	28
----------------------------	----

図-3.2.2.9 内空変位切羽離れ図（S4750）	28
----------------------------	----

図-3.2.2.10 機械掘削終了時の試験坑道の変形モード	31
-------------------------------	----

表目次

1.はじめに

表-1.2.1 調査・試験項目および数量	2
----------------------	---

2.坑道掘削

表-2.1 サイクルタイム表	5
----------------	---

表-2.2 掘削機械諸元	6
--------------	---

表-2.3 吹付コンクリート配合表	7
-------------------	---

表-2.4 吹付機械諸元	7
--------------	---

表-2.5 実工程表（東濃鉱山北延NATM坑道 機械掘削工事）	11
---------------------------------	----

3.坑道掘削中の調査

3.1 坑道掘削中の調査

表-3.1 坑道掘削中の調査実施工程	15
--------------------	----

表-3.1.1 東濃鉱山／北延坑道掘削観察表	16
------------------------	----

3.2 変位測定および岩盤内変位測定

表-3.2.2.1 水平内空変位と天端沈下一覧	29
-------------------------	----

表-3.2.2.2 事前解析-計測結果比較表	32
------------------------	----

表-3.2.2.3 発破掘削坑道内空変位計設置概要	34
---------------------------	----

表-3.2.2.4 発破掘削坑道内空変位計設置概要	34
---------------------------	----

3.3.2 発破掘削時の振動測定

表-3.3.2.1 発破振動速度の推定式（単位：V(cm/sec),L(kg),R(m)）	49
---	----

表-3.3.2.2 測定機器の諸元	52
-------------------	----

表-3.3.2.3 爆薬数量一覧	53
------------------	----

表-3.3.2.4 加速度の最大値一覧	56
---------------------	----

3.3.3 機械掘削時の振動測定

表-3.3.3.1 シールドマシンの掘削時の振動測定結果	68
------------------------------	----

表-3.3.3.2 測定機器の諸元	73
-------------------	----

3.3.4 まとめ

表-3.3.4.1 発破掘削と機械掘削時の加速度波形の比較	93
-------------------------------	----

1. はじめに

1.1 目的

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、坑道掘削により発生す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、事業団所有の東濃鉾山の北延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てきた。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の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用いており、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、機械掘削により北延NATM坑道を掘削し、掘削中に坑道周辺岩盤の変位や掘削時の振動を測定し、機械掘削に伴う挙動を把握することを目的とする。

1.2 坑道掘削および調査試験項目

坑道掘削の仕様は以下のとおりである。

場所：東濃鉦山北延NATM坑道

掘削方法：ロードヘッダーによる

掘削坑道断面：2.4m×2.4m：馬蹄形

延長：22m

支保：ロックボルト（3本/1断面）、吹付コンクリート（厚さ70mm）

掘削中の調査の内容を表-1.2.1に示す。また、調査・試験位置を図-1.2.1に示す。

表-1.2.1 調査・試験項目および数量

調査試験項目	方法	数量
地質観察	地質観察表による	1回/1m
内空変位測定	内空変位計	3断面、1回/1m
天端沈下測定	レベルとスタッフ	3断面、1回/1m
岩盤内変位測定	多点式変位計 スライディングマイクロメーター	1回/1m
振動測定	加速度計	発破掘削および 機械掘削中

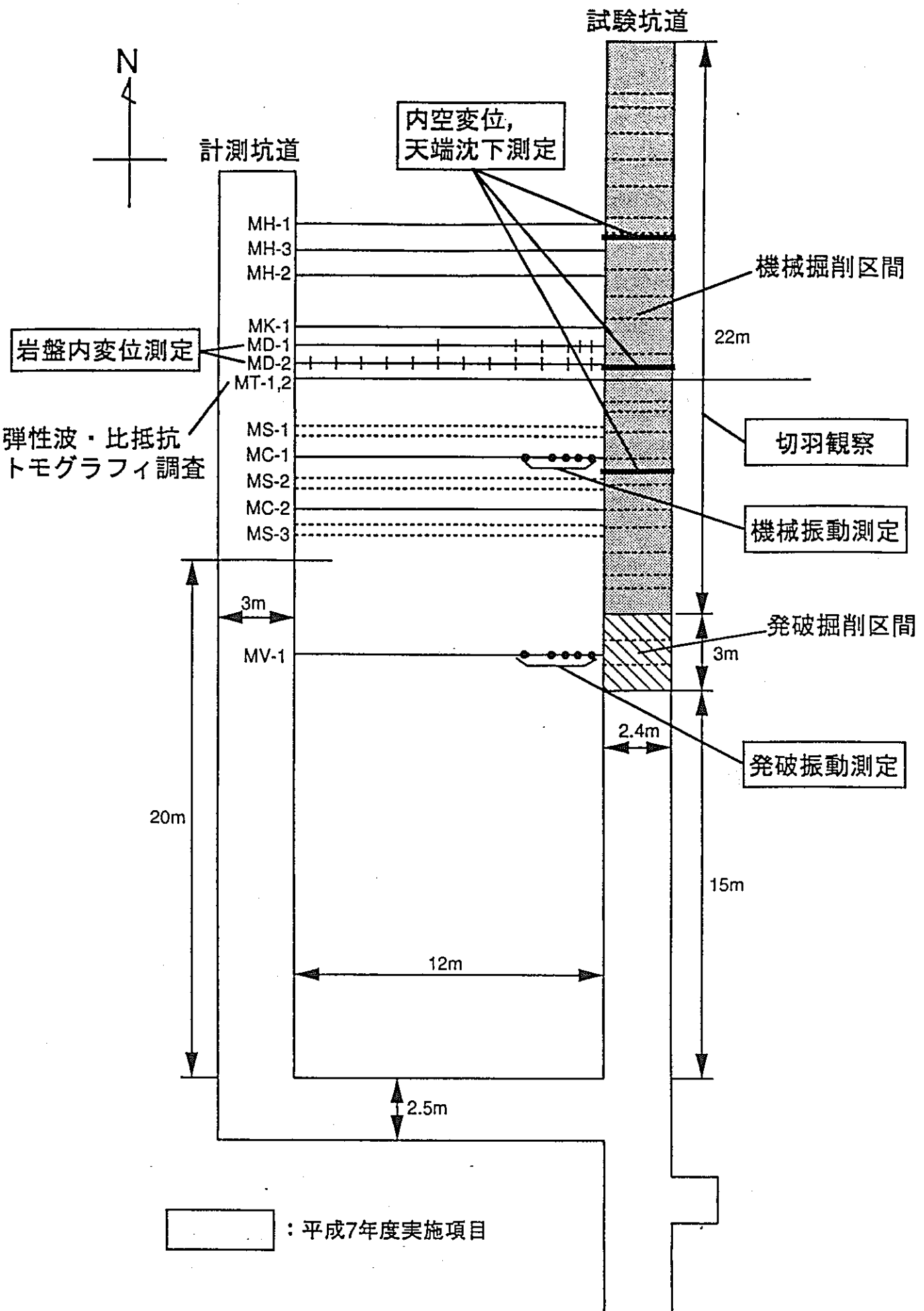


図-1.2.1 調査・試験位置図

2. 坑道掘削

今年度は、昭和62年度に施工された、東濃鉱山北延NATM坑道（鋼製支保工区間5.0m、NATM区間25.0m）を延長して坑道掘削を行った。

坑道掘削は、最初の3.0mを動燃殿が発破掘削後、ブームヘッダー（三井三池製作所(株)：ミニロードヘッダー）を用いて22.0mを機械掘削した。ミニロードヘッダーは、幅2.5m、高さ2.5m程度の断面を掘削できること、東濃鉱山の調査立坑からの搬入が可能であることから選定された。

坑道の断面の形状は馬蹄形で、発破掘削区間が 2.5×2.5 m、機械掘削区間が 2.4×2.4 mである。調査の重要性から、断面変化部は、計測坑道側壁面が面一に、計測坑道反対側壁面に10cmの段差が生じるように掘削した。支保は、ロックボルトおよび吹付コンクリートとした。施工位置及び機械掘削坑道の断面を図-2.1に示す。

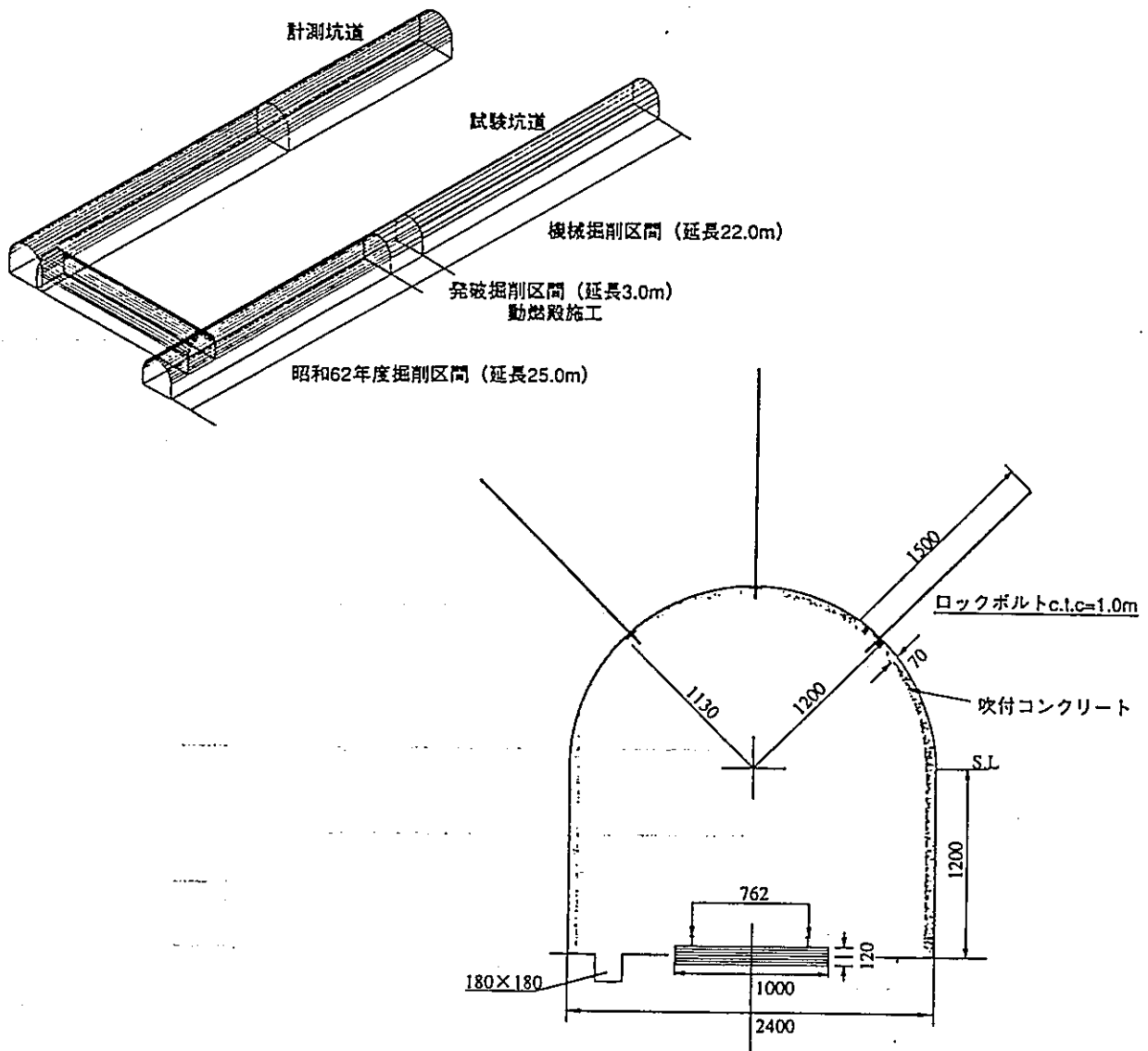


図-2.1 坑道掘削位置および機械掘削坑道の断面図

(1) 施工サイクル

施工では、1日の掘進長を1.0mとし、掘削（掘削とズリ出し）、ロックボルト打設、吹付コンクリート施工を1サイクルとして実施した。

工事の標準的なサイクルタイムを表-2.1に示す

表-2.1 サイクルタイム表

時刻	作業内容	計測	その他
8:30	体操、ミーティング		指示事項の伝達
9:00	入坑	計測準備	
9:15	掘削作業準備		
9:30	掘削開始	振動測定 *1	
12:00	掘削完了、昼休み	切羽観察、内空変位測定 岩盤内変位測定 その他計測	出来形検尺 (動燃殿)
13:00	ロックボルト打設		
14:00	吹付準備		
14:30	吹付開始		
15:00	吹付完了 坑内整備		
16:00	作業終了		翌日作業打合せ

*1 振動測定期間のみ実施

以下に、施工サイクルに沿って各作業の概要について示す。

a) 掘削

掘削は、ミニロードヘッダーによる機械掘削方式とした。ズリ出しは以下の手順で行った。

- ①カッタードラムを回転させ、ズリを積み込みフレームに移動
- ②積み込みフレーム内のズリをコンベアで掘削機械後方へ移動

③コンベアで運ばれたズリを鉤車に積み込み

④鉤車を手押しにて、立坑巻き上げを経由して所定の坑外に捨土
掘削工概要図を図-2.2に示す。掘削機械の諸元を表-2.2に示す。

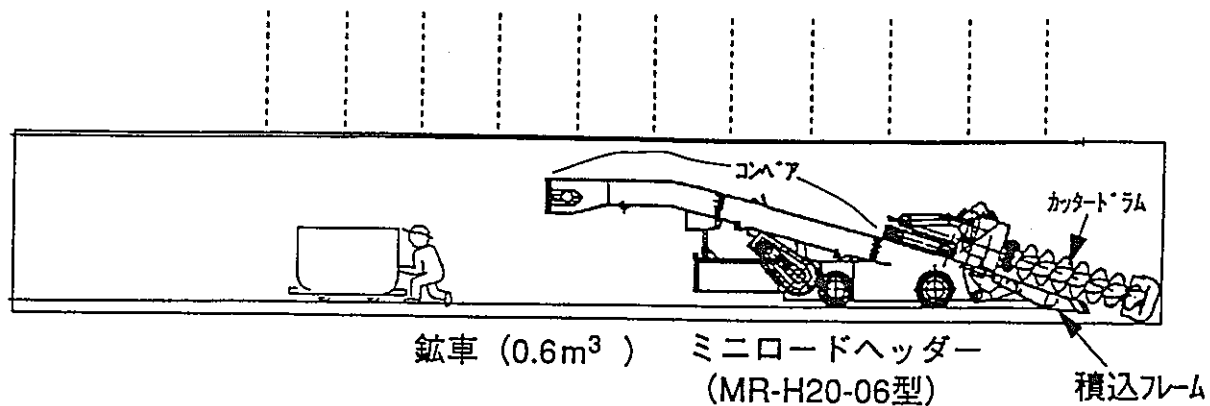


図-2.2 掘削工概要図

表-2.2 掘削機械諸元

型式	MR-H20-06型 (三井三池製作所 (株))
外径寸法	L≒7,900mm H≒1,500mm W≒1,600mm
重量	全重量：約6.0t
掘削仕上り寸法	高さ：約2,400mm 幅：約2,400mm 断面：約5.1m ²
切削部	原動機：油圧モーター 1台 ドラム形式：ヘリカルドラム
コンベア部	形式：スクレパーチェーン 幅306mm
走行装置	原動機：油圧モーター 1台 レール径：762mm、914mm共用
ドラム回転数	48/58rpm-50/60Hz

b) ロックボルト打設

ロックボルトは、D25 (SD345)、L=1.5mを坑道延長1m毎に3本 (天端、左45°、右45°) 施工した。以下に施工手順をまとめる。

- ①レグドリルを用いて削孔
- ②Cタイト (定着材) を孔に挿入
- ③ロックボルト打設

c) 吹付コンクリート打設

ロックボルト打設後、吹付コンクリート (乾式、吹付厚：7cm) を打設した。以下

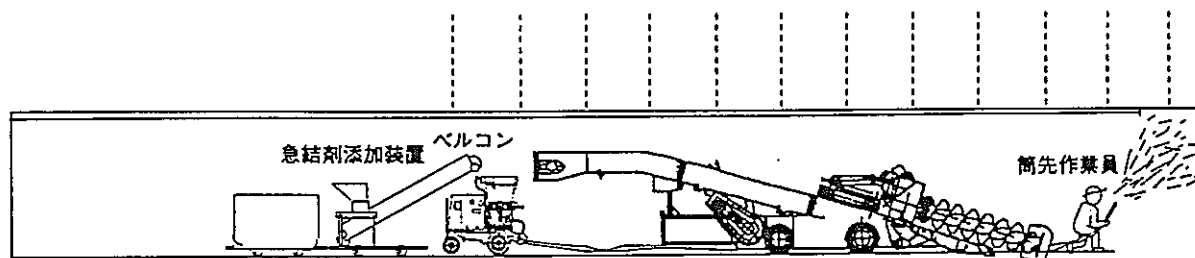
に施工手順をまとめる。-

- ①生コン工場にて所定配合のコンクリートを製造 (表-2.3参照)
- ②生コン車にて立坑口までコンクリートを搬入し鉤車に積み替え
- ③鉤車を坑内へ搬入
- ④ベルコンを介して、コンクリートを吹付機に送る。(急結剤を添加)
- ⑤吹付機にて水とコンクリートを混合させ、吹付ホースへ圧送
- ⑥筒先作業員が吹付ホースを人力にて操作し、吹付けコンクリートを施工

吹付工の概要図を図-2.3に、吹付機械の諸元を表-2.4に示す。

表-2.3 吹付コンクリート配合表

28日強度 σ (MPa)	粗骨材の 最大寸法 G (mm)	水セメ ント比 W/C	細骨材率 S/a	単位置 (kg/m ³)				
				セメント C	水 W	細骨材 S	粗骨材 G	急結剤
17.65	15	45%	60%	360	162	1,130	758	(7~5%)



鉤車 (0.6m³) コンクリート吹付機
(アリバ260型)

図-2.3 吹付工概要図

表-2.4 吹付機械諸元

名 称	仕 様
メーカー・型式	アリバ社 (スイス) 260型
寸法・重量	全長1650×全巾850×全高1550mm 1000Kg
使用空気圧	4~6kgf/cm ²
原動機	5.5KW/7.5KW、200V極相転換モーター
吐出能力	4~5m ³ /毎時 (シンクモーター 特殊タイプ)
ホース内径	φ65またはφ50mm適用可
最大送り距離	150m (ホース) ~300m (パイプ)
骨材寸法	15~25m/m (最大)

(2) 施工実績

実工程表を表-2.5に示す。設計数量および実績数量は以下のとおりである。

・設計数量

坑道掘削 掘削断面積×坑道延長（機械掘削区間）

$$5.14 \times 22.0\text{m} = 113.08\text{m}^3$$

吹付コンクリート

1m当たりの吹付コンクリート量×坑道延長（発破：3.0m，機械：22.0m）

$$0.424 \times 25.0\text{m} = 10.60\text{m}^3$$

・実績数量

日進（m/日） 坑道延長 / （仮設工事+坑道掘削+付帯工）日数

$$22.0\text{m} \div (7+23+8\text{日}) = 0.579\text{m/日}$$

実日進 坑道延長 / （坑道掘削）日数

$$22.0\text{m} \div 23\text{日} = 0.957\text{m/日}$$

吹付けコンクリート食い込み量 実績数量 / 設計数量 × 100%

$$21.5 / 10.60 = 202.8\%$$

掘削1m³当りの掘削稼働人数（人/m³） 掘削工事作業員延べ人数*1 / 坑道掘削量

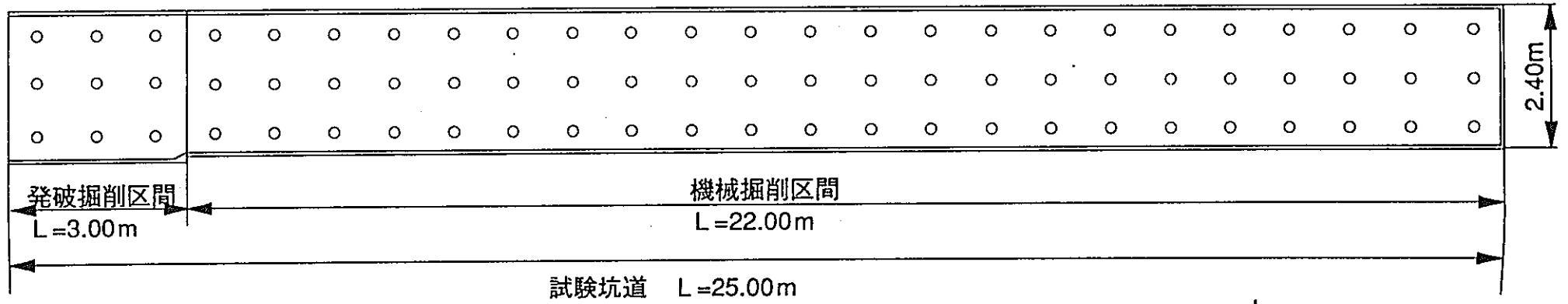
$$184\text{人} / 113.08\text{m}^3 = 1.627\text{人/m}^3$$

掘進1m当りの掘削稼働人数（人/m） 掘削工事作業員延べ人数*1 / 坑道掘削長

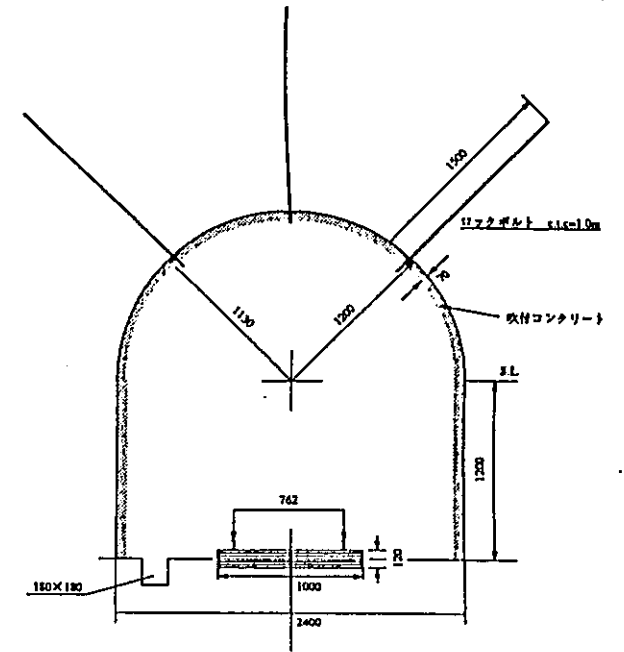
$$184\text{人} / 22.0\text{m} = 8.364\text{人/m}$$

出来形図を図-2.4に示す。

*1 掘削工事作業員延べ人数には、保安係員を含む



平面図



断面図

図-2.4 出来形図 (機械掘削坑道)

3.坑道掘削中の調査

今年度は、坑道掘削中に試験坑道および計測坑道において、以下の調査を実施した。(図-3.1)

- ・坑道壁面地質観察
- ・変位測定／岩盤内変位測定
- ・坑道掘削時の振動測定

実施工程表を表-3.1に示す。

3.1 坑道壁面地質観察

(1) 目的

機械掘削による新規坑道の地質状況の記録を目的に、切羽と側壁部の地質観察を実施した。

(2) 観察方法

観察では、東濃鉱山での他の掘削影響評価試験でも使用されている「東濃鉱山／北延坑道掘削観察表」に記載する方法とした。(表-3.1.1)

観察は、一掘削進行長さ(約1.0m)ごとに行った。

(3) 観察結果

a) 地質状況

坑道の切羽スケッチを並べたのが図-3.1.1である。機械掘削坑道の地質は、粗粒砂岩、細粒砂岩の大きく2つに分類される。粗粒砂岩は、マトリックスは粘土質で場所によっては粒径1~3mmの石英や長石類が多く集塊し、暗灰色である。細粒砂岩は砂分やシルト分を含み、青灰色を呈している。機械掘削延長18.5m付近から東側壁部の下部に黒色の夾炭砂岩を確認した。また、機械掘削延長21.0m以降は切羽中央でも夾炭砂岩を確認した。

今回の掘削区間の地質状況は、既往の掘削影響評価試験¹⁾で観察された結果と同様に、地層は乱れているものの、全体的には粗粒砂岩と細粒砂岩の成層構造である。

*1 掘削による緩み領域の計測・評価手法の研究開発(Ⅱ) PNC SJ4449 89-003(1)

事前調査ボーリング結果から作成した機械掘削の坑道延長10.0m近傍の地質断面想定図と実際の地質断面図を図-3.1.2に示す。これから、事前調査で想定した、細粒砂岩・粗粒砂岩の二層構造は想定したとおりであるが、地層の傾斜は、想定したも

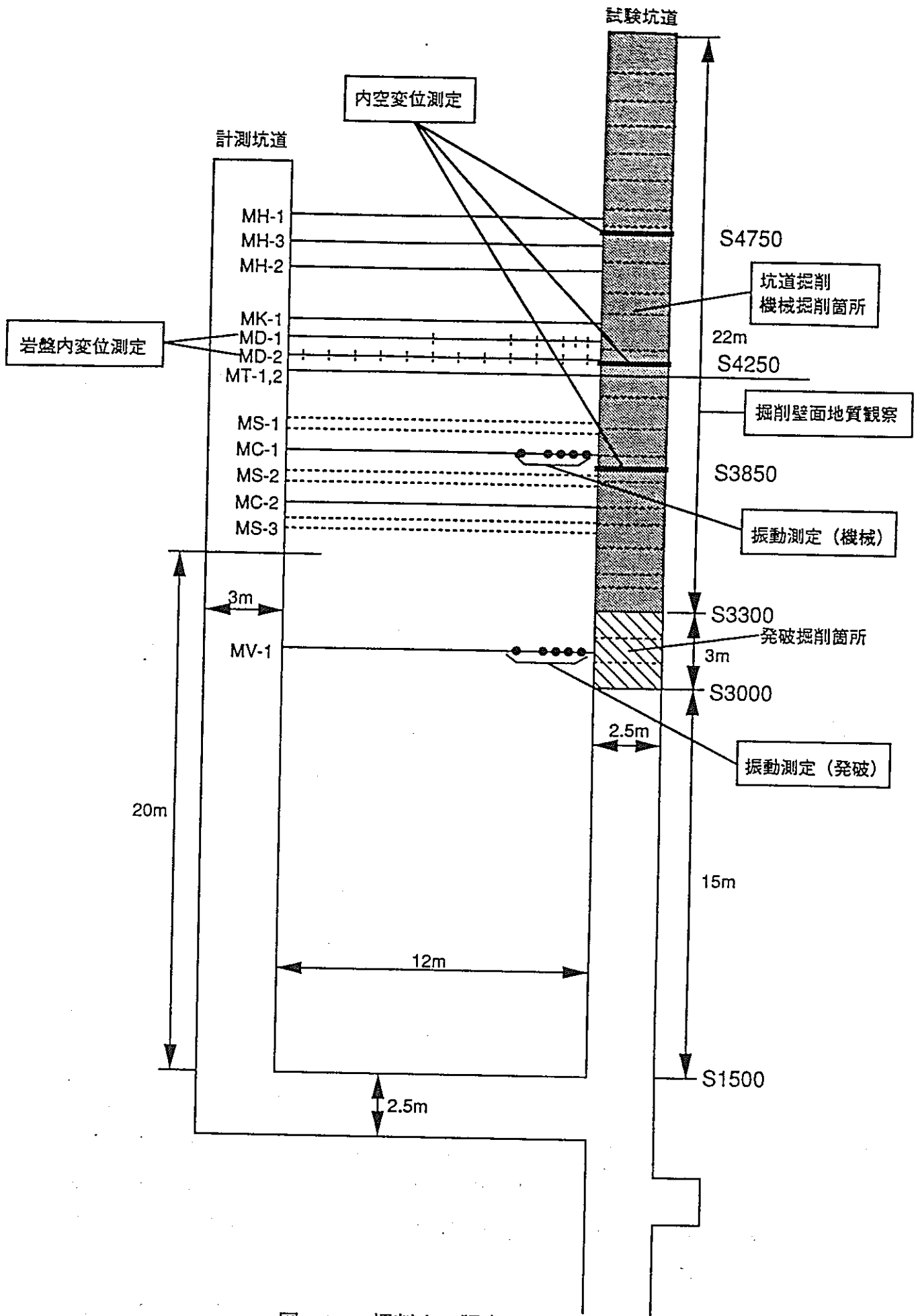


図-3.1 掘削中の調査・試験位置

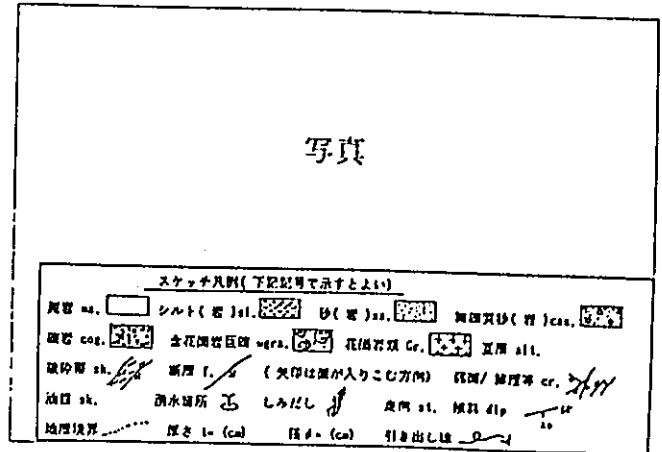
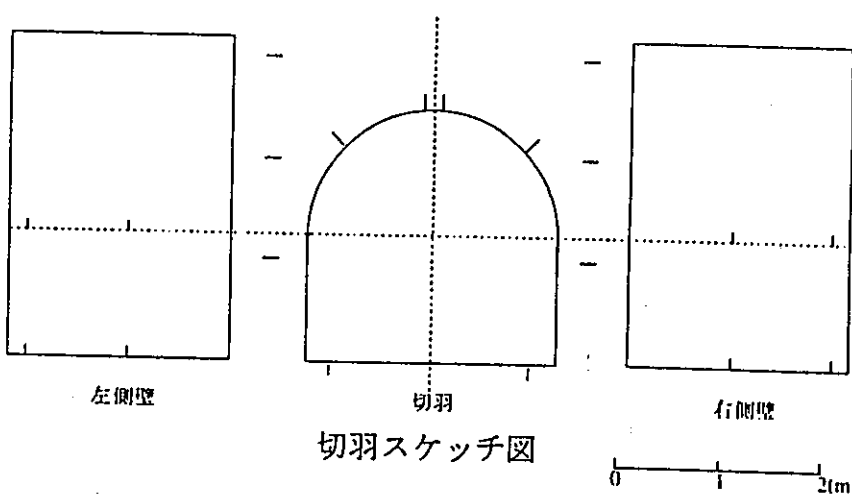
表-3.1 坑道掘削中の調査実施工程

	1995												1996																													
	8			9				10					11				12					1					2															
	14	21	28	4	11	18	25	2	9	16	23	30	6	13	20	27	4	11	18	25	1	8	15	22	29	5	12	19	26													
教育・準備工							9/25				10/13				11/16				11/30																							
坑道掘削			8/21		9/1																																					
発破掘削 (動燃殿施工)					9/4																																					
機械掘削																																										
原位置計測																																										
掘削壁面地質観察																																										
内空変位測定 設置																																										
計測																																										
岩盤内変位測定																																										
振動計測																																										
発破掘削時計測																																										
機械掘削時計測																																										

表-3.1.1 東濃鋈山/北延坑道掘削観察表

切羽 名称	掘削箇所				
	1	2	3	4	5
切羽の 状況	全くなし	小規模	小規模(少 たがえは)	小規模 (7.4)	大規模 (11.2)
水による劣化	みづからして ぬい込まれて ない	ぬい込まれ がはなしか り	たがえはの たがえはの たがえはの	自然に小プ ロップ状に なっている	すでにスレ テ化して いる
切羽の 状態	非常に良い	良好である	少し悪くな った	悪くな っている	かなり悪 くな っている
地質	地質	マッシュ (泥状)	互層状	層状に なっている	層状に なっている
	硬さ	なし	硬さ が硬い	正断層	逆断層
	貫入	なし	10-30多い	30-100多い	100-400 多い
掘削	掘削の 状況	なし	掘削は なされている	掘削は なされている	掘削は なされている
	掘削 の深さ	なし	掘削は なされている	掘削は なされている	掘削は なされている
	掘削 の幅	なし	掘削は なされている	掘削は なされている	掘削は なされている

掘削箇所	掘削箇所				
	1	2	3	4	5
掘削箇所の 状況	なし	一部に分布	全面に分布	規則的分布	不規則に分布
掘削箇所の 深さ	なし	掘削は なされている	掘削は なされている	掘削は なされている	掘削は なされている
掘削箇所の 幅	なし	掘削は なされている	掘削は なされている	掘削は なされている	掘削は なされている
掘削箇所の 状況	なし	掘削は なされている	掘削は なされている	掘削は なされている	掘削は なされている
掘削箇所の 状況	なし	掘削は なされている	掘削は なされている	掘削は なされている	掘削は なされている
掘削箇所の 状況	なし	掘削は なされている	掘削は なされている	掘削は なされている	掘削は なされている
掘削箇所の 状況	なし	掘削は なされている	掘削は なされている	掘削は なされている	掘削は なされている
掘削箇所の 状況	なし	掘削は なされている	掘削は なされている	掘削は なされている	掘削は なされている
掘削箇所の 状況	なし	掘削は なされている	掘削は なされている	掘削は なされている	掘削は なされている
掘削箇所の 状況	なし	掘削は なされている	掘削は なされている	掘削は なされている	掘削は なされている
掘削箇所の 状況	なし	掘削は なされている	掘削は なされている	掘削は なされている	掘削は なされている
掘削箇所の 状況	なし	掘削は なされている	掘削は なされている	掘削は なされている	掘削は なされている



スケッチ凡例(下記記号で示すとよい)

掘削 no. シルト(岩) 砂(岩) 掘削(岩)

掘削 no. 花崗岩巨塊 花崗岩塊 互層

掘削 sh. 断面 / (矢印は掘り入り方向) 掘削/掘削

掘削 sk. 掘削所 掘削 掘削

掘削境界 掘削 掘削

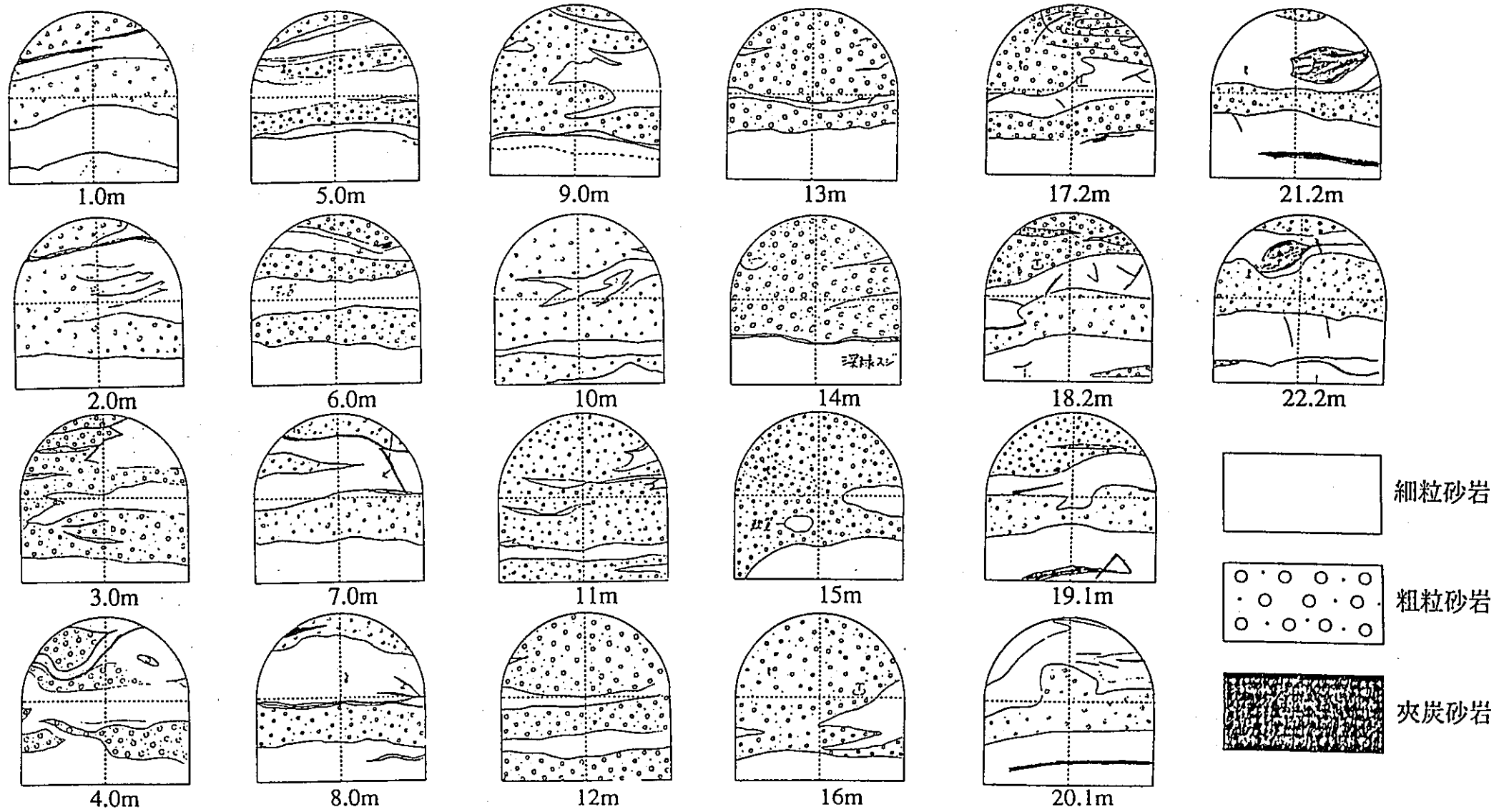
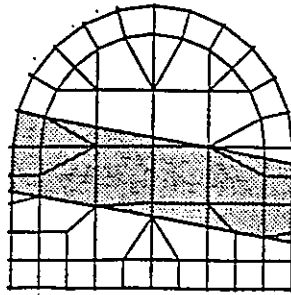
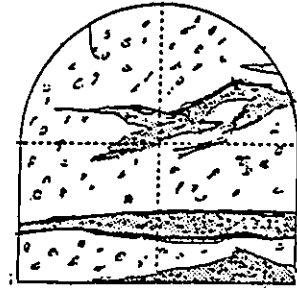


図-3.1.1 試験坑道切羽スケッチ

のよりも実際は緩く、水平に近いといえる。



(a)事前想定地質断面図



(b)切羽観察結果 (10.0m)

図-3.1.2 事前想定地質断面図～切羽観察結果 (坑道延長10.0m)

b) 地山評価点

地山観察では、各切羽で地山状況を定性的に評価することを目的に、地山評価点を算出した。地山評価点は、以下に示す8つの要因ごとにそれらの状況を良好な順にランク付けし、定量化するものである。

- ①切羽状況 ②地質構造 ③岩相 ④岩質 ⑤層理面
⑥割れ目の状況 ⑦風化変質 ⑧湧水

地山要因別地山評価換算点は次式で算定する。

$$e_i = \frac{r_i}{R_i} \times 100 \quad (i=1,2,\dots,n)$$

ここで、

e_i : 地山要因別地山評価換算点

r_i : 対象切羽着目地山要因の判定評価 (ランク)

R_i : 着目地山要因の評価区分総数 (ランク)

上式によって、評価点は次式で100点満点で評価され、判定点が相対的に低い場合ほど地山状況は良好と判定される。

さらに次式によって、地山総合評価点 E_i として判定される。

$$E_i = \frac{1}{n} \times \sum_{i=1}^n e_i$$

ここで、 n : 地山要因数 (今回の観察では評価点がつけられない、または今回の地質には該当しないものを除いた残りの21要因を対象とした)

地山評価点は、対象切羽における地山評価の平均値であり、これを切羽の地山状

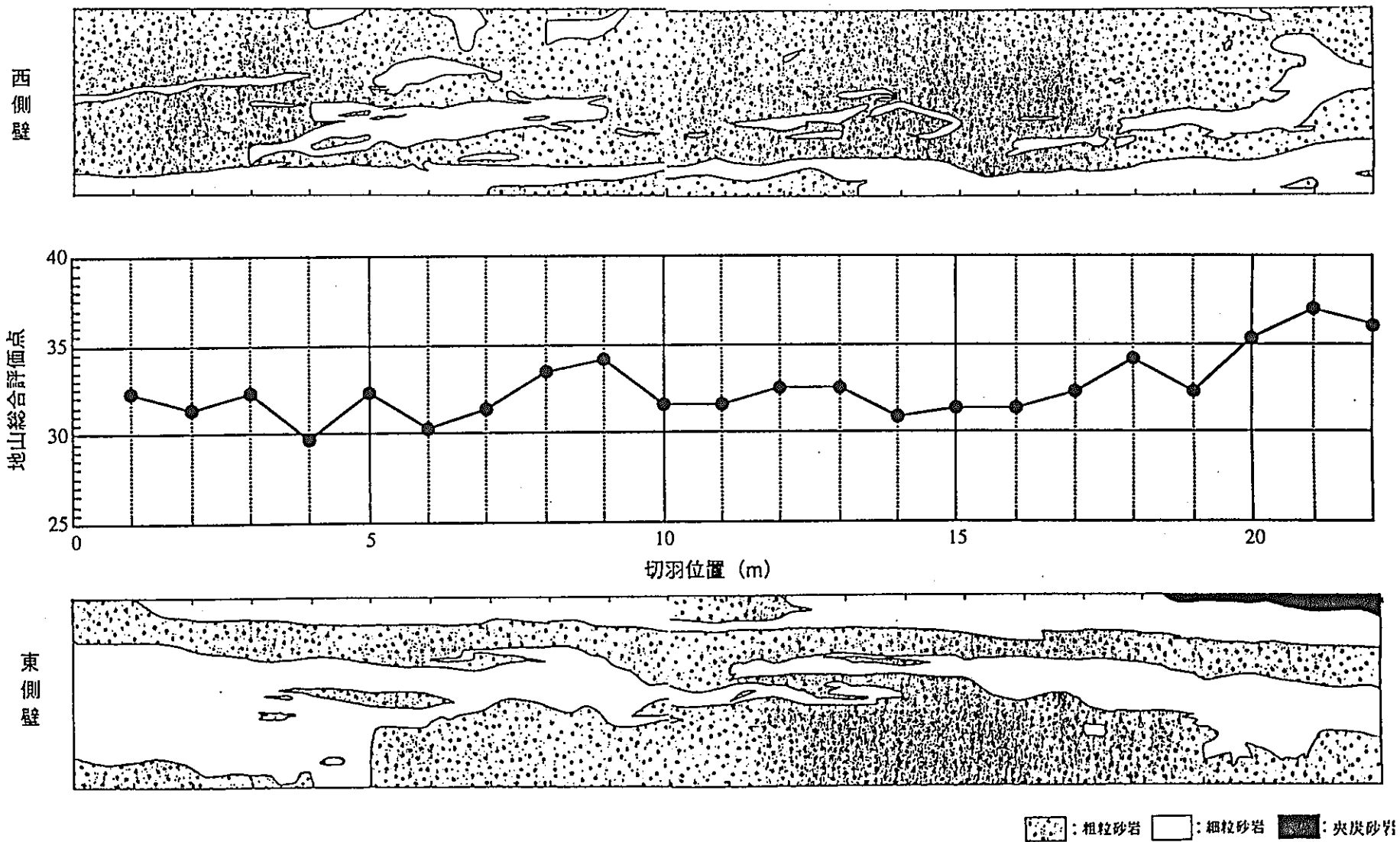


図-3.1.3 地山総合評価点分布図

況を代表する値とする。図-3.1.3に地山総合評価点の算出結果を示す。図中には、動燃殿作成の側壁スケッチを同時に示す。

これから、地山総合評価点が機械掘削延長20.0mより奥で増大しており、（地山が相対的に悪くなる）良好度が下がっていることが分かる。

地山評価点の各要因毎の分布を図-3.1.4に示す。これから、地山評価点が、坑道20m奥で悪くなった要因としては、2.水による劣化、4.地質構造・破壊度、31.切羽全体にわたる湧水状況等の増大であることが分かる。

なお、今回実施した、地質観察一覧表は、資料集に取りまとめた。

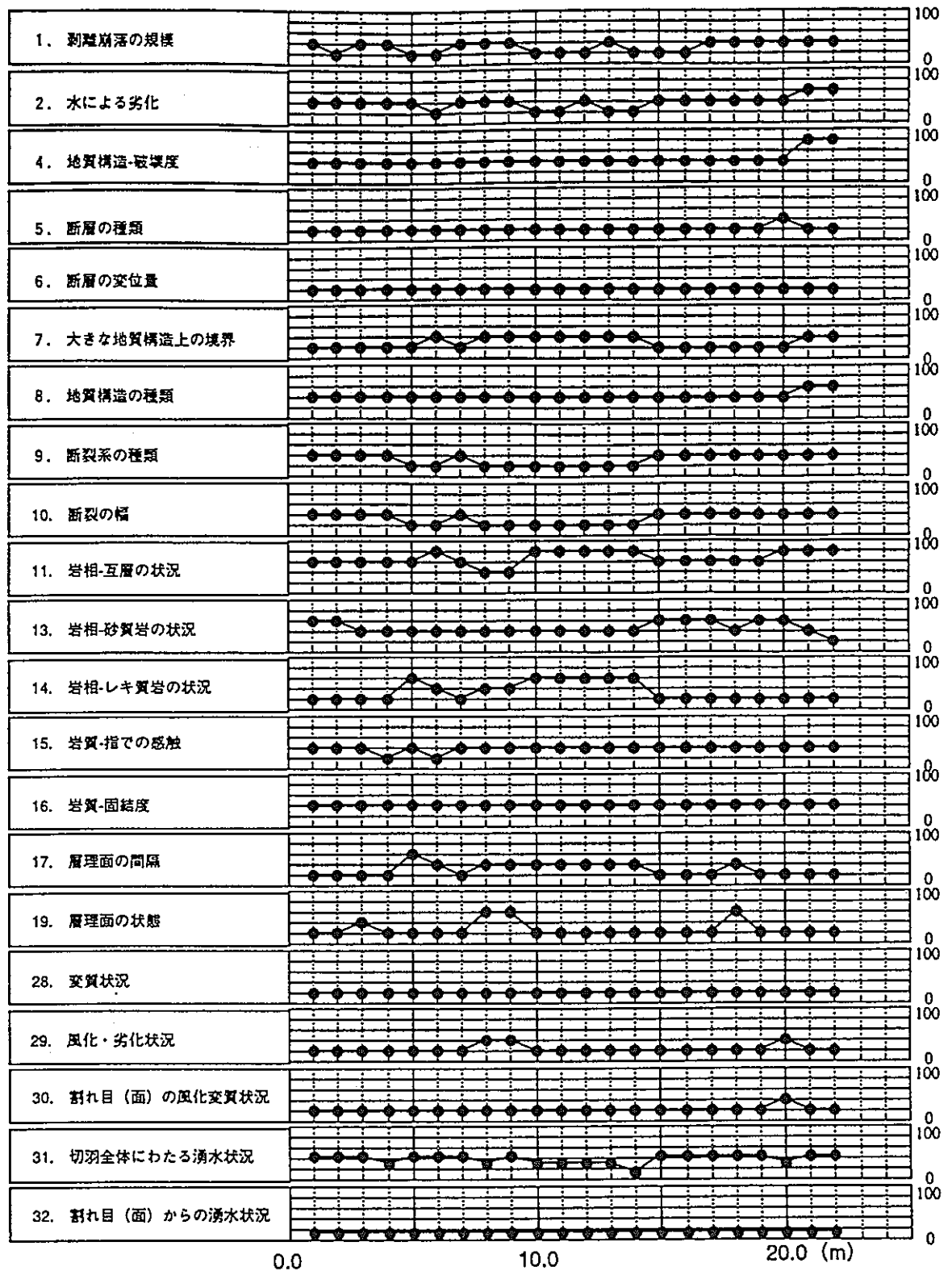


図-3.1.4 地山要因別地山評価換算点分布図

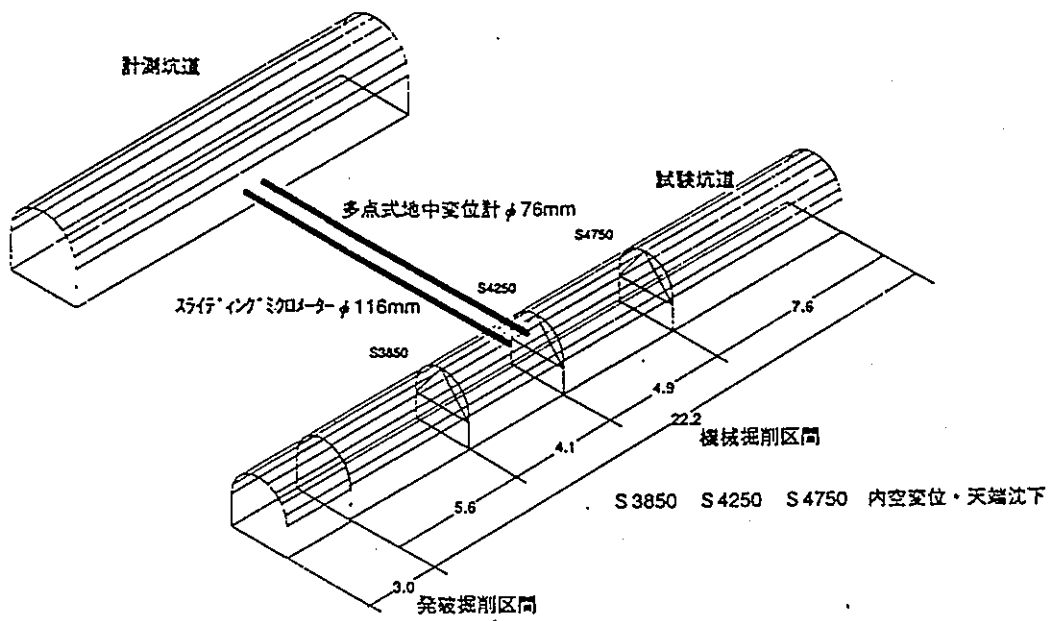
3.2 変位測定および岩盤内変位測定

3.2.1 目的

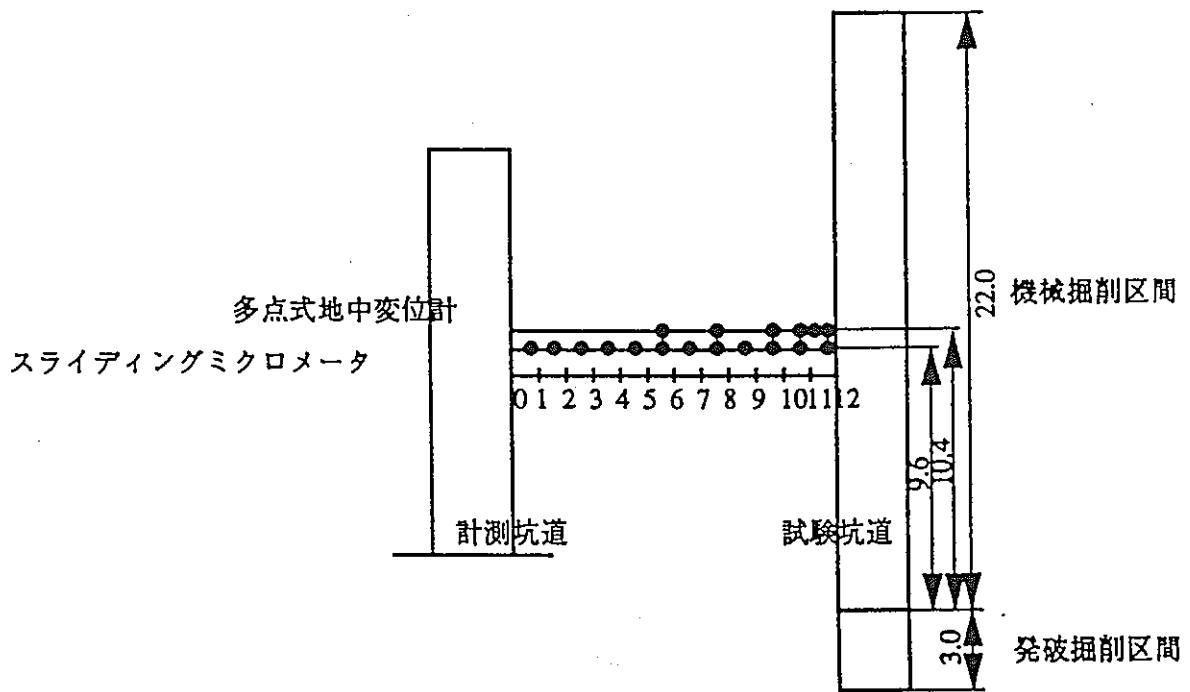
坑道掘削に伴う周辺岩盤の変形挙動を把握するため、試験坑道の内空変位量をコンバージェンスメジャーで、天端沈下をレベル測量で、岩盤内変位を平成6年度に設置した多点式地中変位計およびスライディングマイクロメーターを用いて計測した。

岩盤内変位の計測では、機械掘削に伴い発生する変位が発破掘削の場合よりも微小であると考えられたので、高精度の測定機器であるスライディングマイクロメーターを用いた。また、発破掘削時と同一仕様の多点式地中変位計を、発破掘削時の変位との比較のために、スライディングマイクロメーターの近傍に設置した。測定点の設置深度は、試験坑道壁面から最も近い地点で測定点を設けることと、機器の違いによる測定値の比較ができることを考慮して設定した。

図-3.2.1.1に変位計測位置図を示す。



(a) 計測位置概要



(b) 計測位置平面図

図-3.2.1.1 変位計測位置図

3.2.2 内空変位・天端沈下測定

内空変位をコンバージェンスメータ（動燃殿貸与）で、天端沈下をレベル測量で計測した。

(1) 測定ポイントの設置

測定ポイントの設置は以下の手順で行った。

- ①測定断面の掘削、ロックボルト設置、吹付コンクリート打設
- ②切羽から約50cm程度後方の断面の所定の位置（S.L：左右、天端）の壁面をレックハンマーにて削孔（ $\phi=40\text{mm}$ 、深さ 約300mm）
- ③孔にモルタルを充填
- ④鉄筋付き測定ポイントを挿入

測定ポイントの設置状況を図-3.2.2.1に示す。

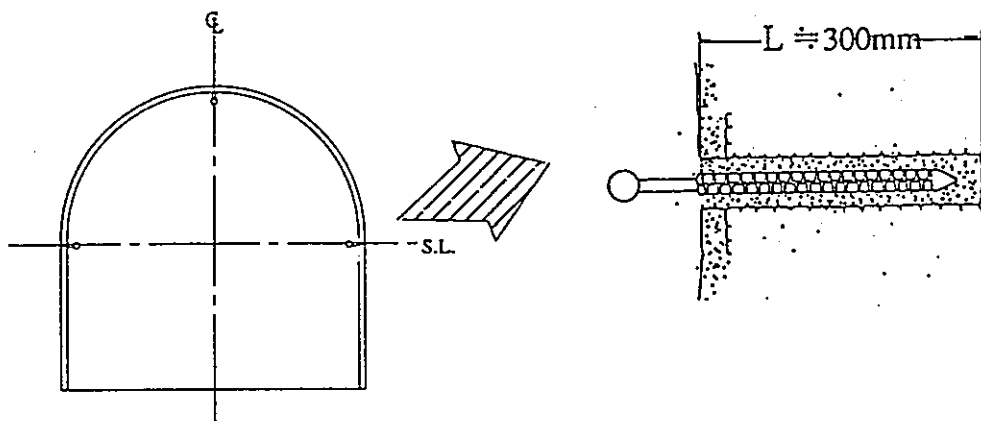


図-3.2.2.1 測定ポイント設置状況

(2) 測定方法

図-3.2.2.2にコンバージェンスメータの概要を示す。

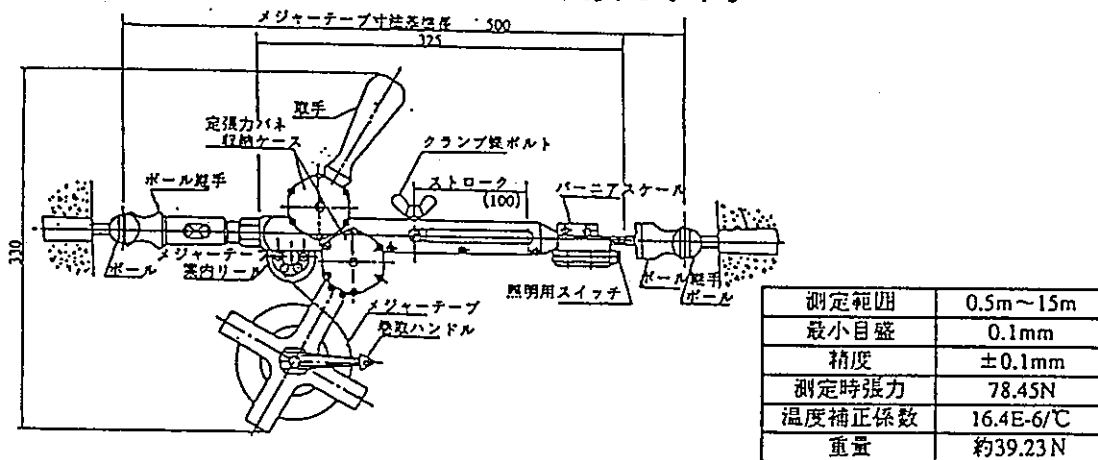


図-3.2.2.2 コンバージェンスメータ（(株)東亜測器製：TM-15MB型）

内空変位測定は、以下の手順で行った。

- ①メジャーテープの一方を測定ポイントに掛ける
 - ②メジャーテープを引出し、計測器を他方の測定ポイントの近傍まで移動する
 - ③計測器のクランプ蝶ネジを締め付ける
 - ④計測器先端を測定ポイントに掛ける
 - ⑤計測器のバーニアスケールにて測定ポイント間の相対距離を計測する
- 同様に、天端沈下測定の手順を以下に示す。

- ①天端の測定ポイントに天端沈下計を吊り下げる
- ②レベル測量によって天端の測定ポイントの高さを計測する

天端沈下測定では、レベル測量の基準点として、機械掘削の影響、掘削機械の移動等による影響を受けない、試験坑道手前のロックボルトの端部を選定した。

(3) 計測測線および計測頻度

計測は、機械掘削坑道延長で5.6m (S3850)、9.7m (S4250)、14.6m (S4750) の3断面とし、図-3.2.2.3に示すように、内空(水平、左斜、右斜)3測線、沈下(天端)1測線を設定した。

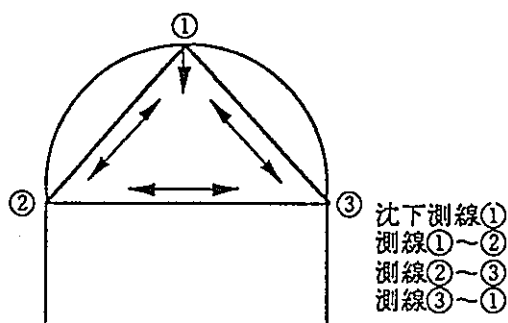


図-3.2.2.3 内空変位計測測線

計測は、モルタルの硬化時間を考慮して、測定ポイント設置後翌作業日の掘削工事前に初期値を得てから、機械掘削期間中1日1回(掘削終了時:吹付コンクリート、ロックボルト打設前)実施した。また、坑道掘削後の岩盤の長期挙動の把握のため、坑道掘削終了後も1ヶ月1回を目安に、3回の計測を実施した。(多点式地中変位計、スライディングマイクロメータ計測と同時)

(4) 計測結果

それぞれの測定断面で得た内空変位・天端沈下の経時変化図および切羽離れ図(坑道掘削期間)を図-3.2.2.4~3.2.2.9に示す。

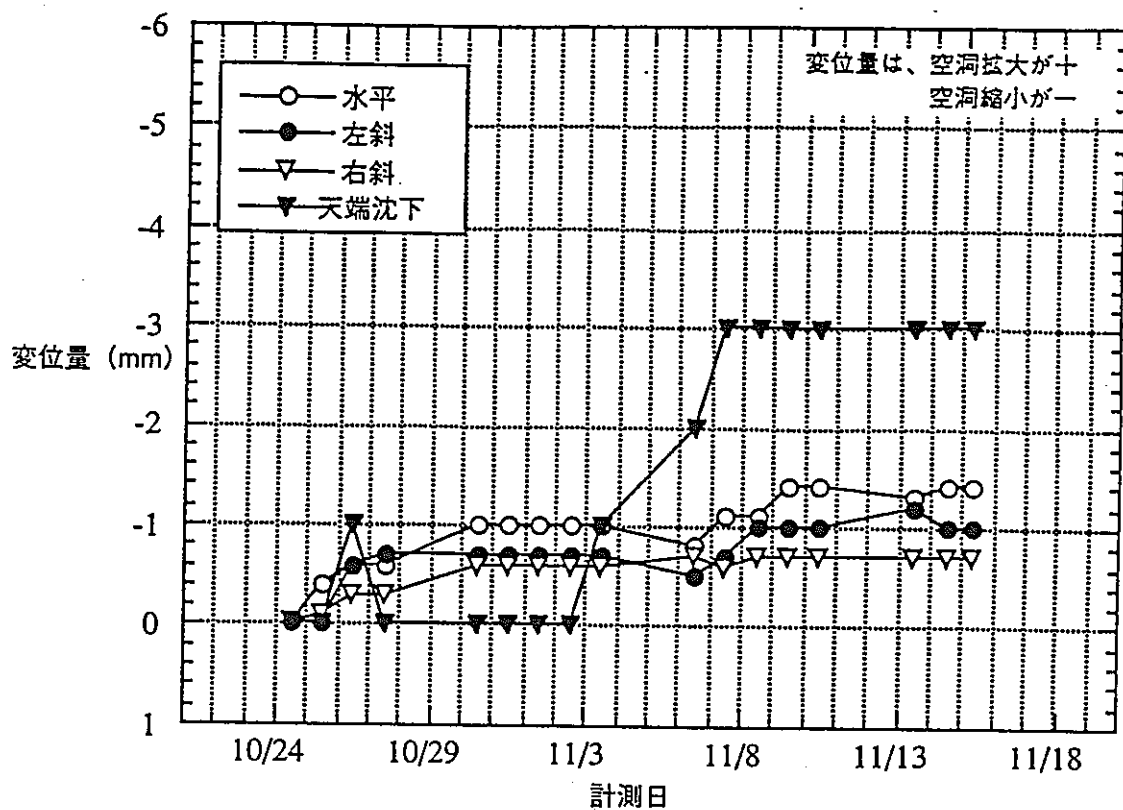


図-3.2.2.4 内空変位経時変化図 (S3850)

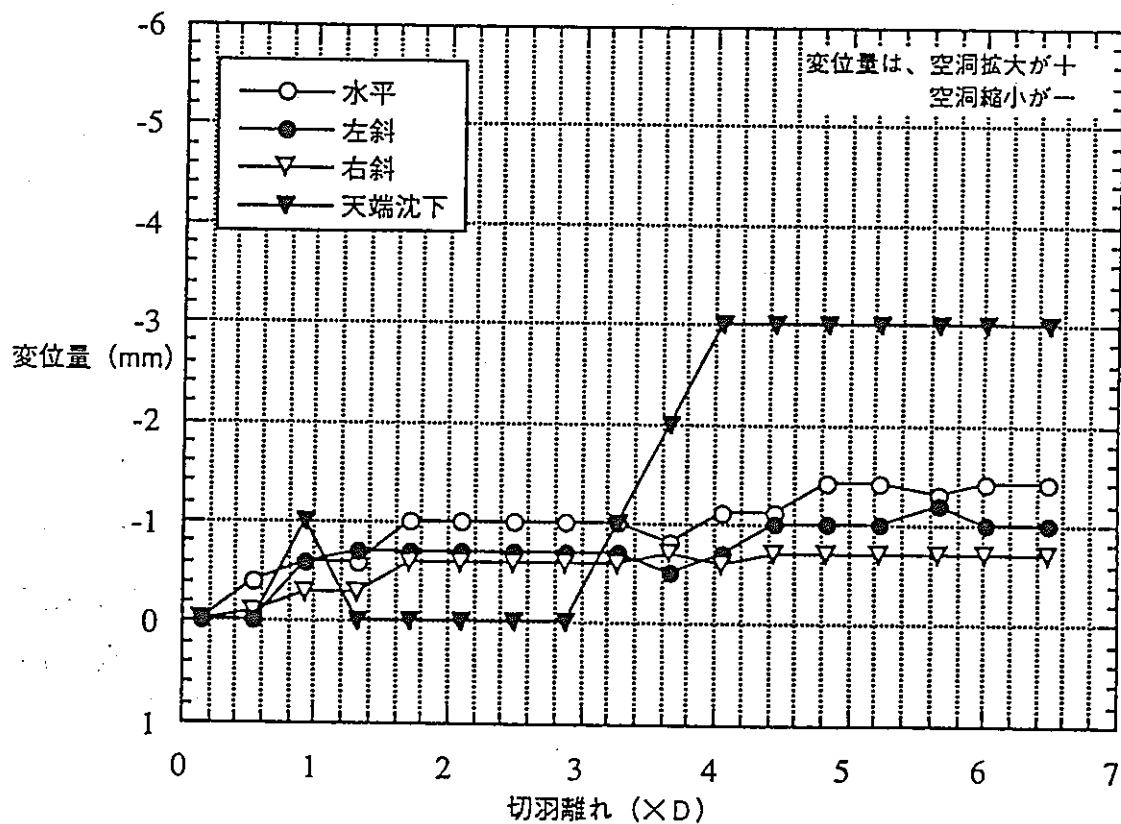


図-3.2.2.5 内空変位切羽離れ図 (S3850)

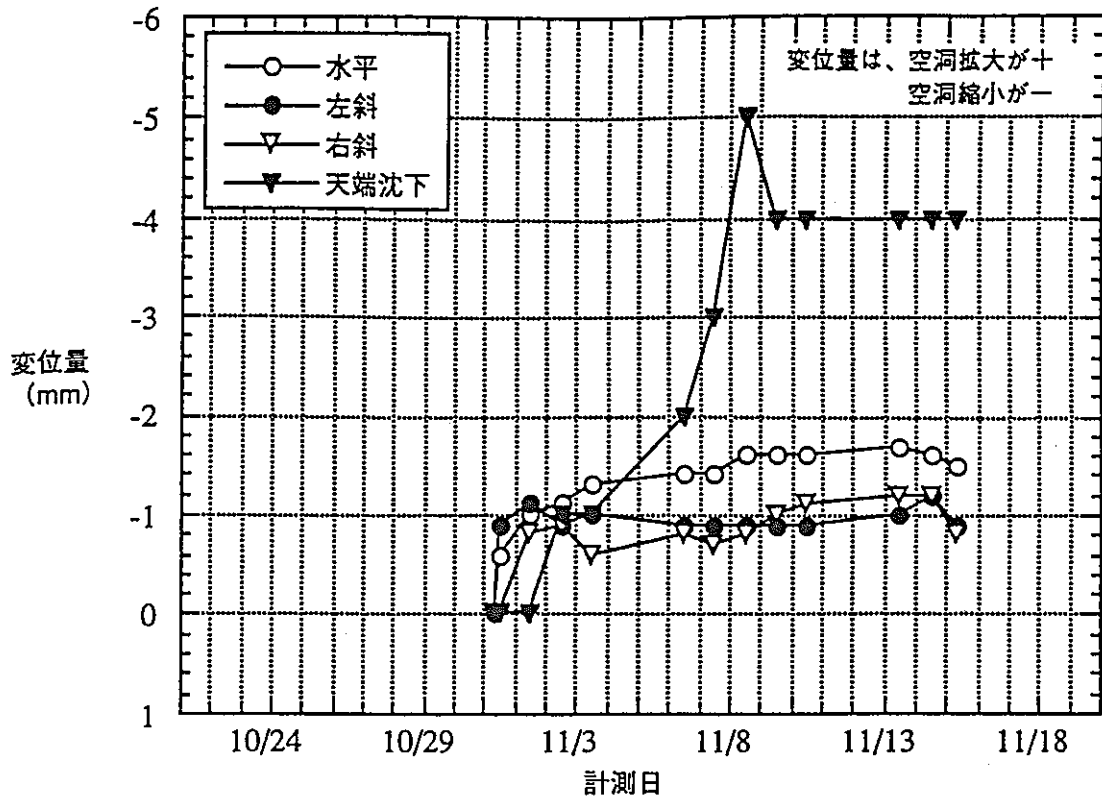


図-3.2.2.6 内空変位経時変化図 (S4250)

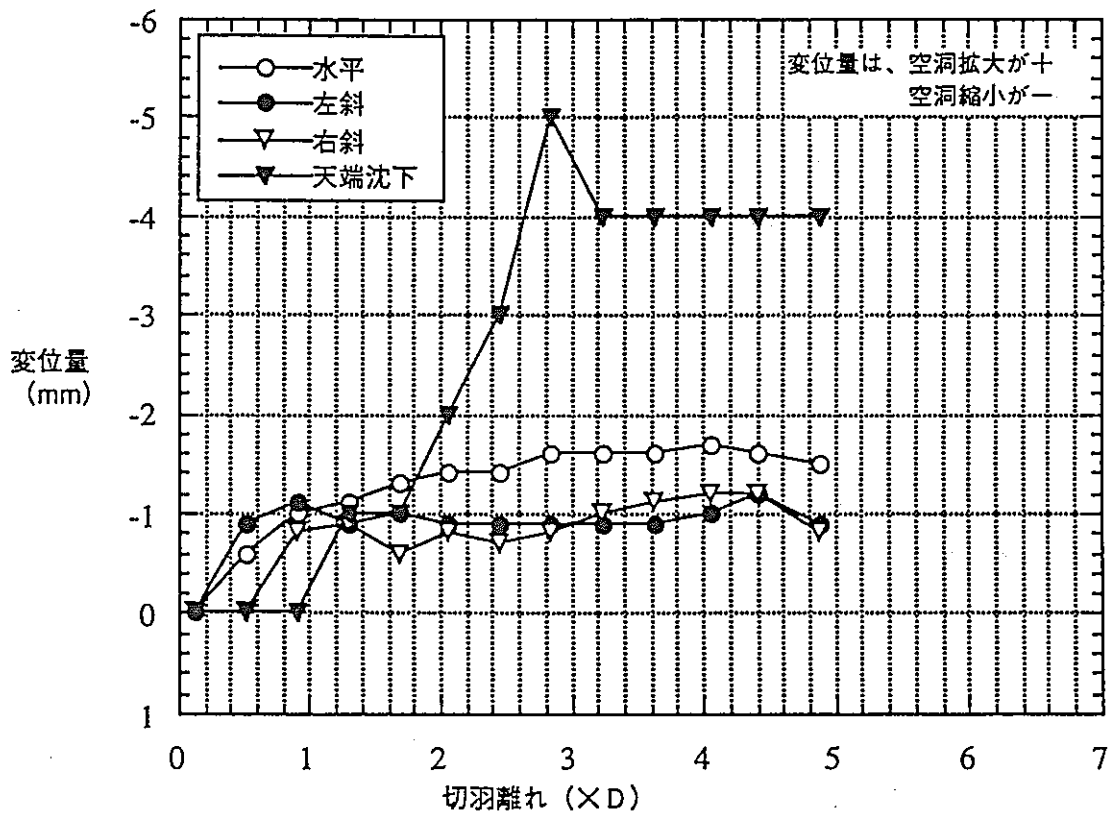


図-3.2.2.7 内空変位切羽離れ図 (S4250)

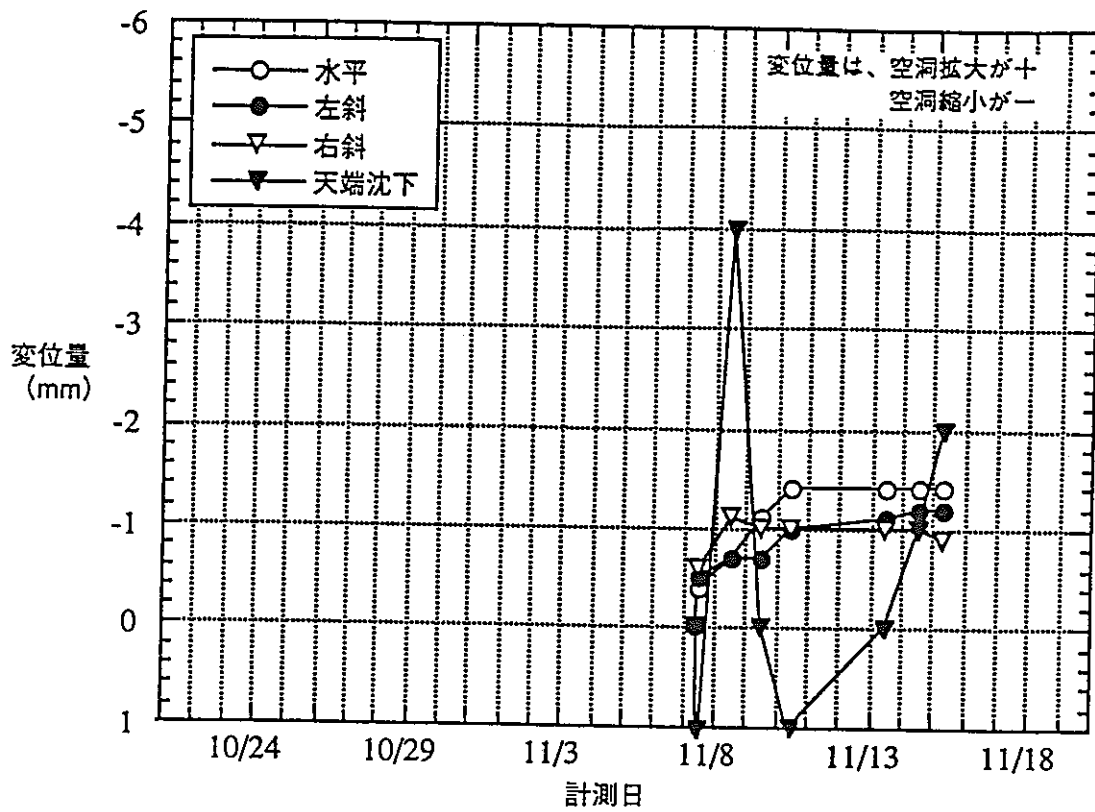


図-3.2.2.8 内空変位経時変化図 (S4750)

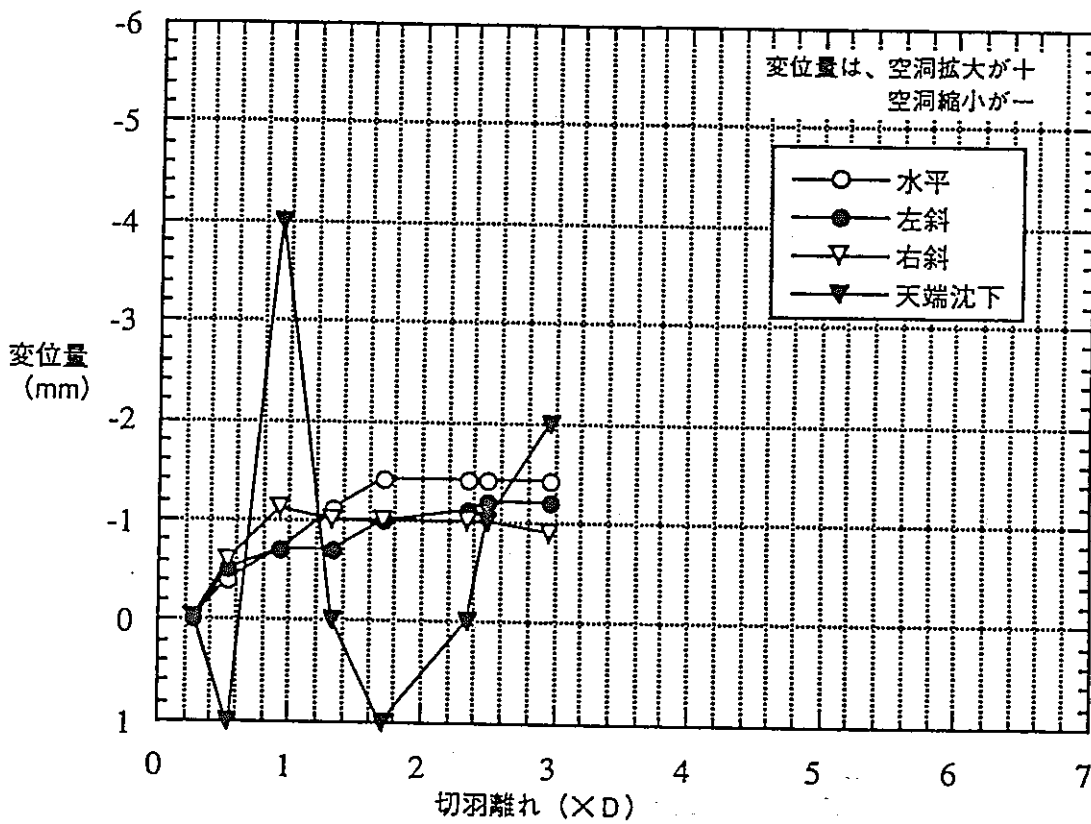


図-3.2.2.9 内空変位切羽離れ図 (S4750)

表-3.2.2.1に水平内空変位と天端沈下の1D,2D,3Dでの変位量を示す。

表-3.2.2.1 水平内空変位と天端沈下一覧

項目 切羽距離 測点	水平内空変位				天端沈下				ポイント設置時 の切羽位置
	1D	2D	3D	最終 (掘削終了時)	1D	2D	3D	最終 (掘削終了時)	
S3850	0.94D	2.11D	2.89D	6.49D	0.94D	2.11D	2.89D	6.49D	0.156D
	-0.6	-1	-1	-1.4	-1	0	0	-3	
S4250	0.90D	2.07D	2.85D	4.88D	0.90D	2.07D	2.85D	4.88D	0.117D
	-1.0	-1.4	-1.6	-1.5	0	-2	-5	-4	
S4750	0.94D	1.72D	2.97D	-	0.94D	1.72D	2.97D	-	0.274D
	-0.7	-1.4	-	-1.4	-4	1	-	-2	

内空変位・天端沈下測定の結果について、計測断面毎に以下に概説する。

・S3850

切羽が機械掘削坑道延長6.0mに位置した状態で、延長5.6mの断面に計測ポイントを設置した。この時点で吹付コンクリートは延長5.0mまで施工済である。初期値は、翌日の掘削直前の測定値とした。図-3.2.2.5から、内空変位は+2D離れた状態で収束し、その後は計測精度誤差内(±0.3mm)で変動しながら収束している。

天端沈下は、+3Dまでは変動が生じていなかったが、+3Dを越えた時点から計測値が増加し、+4D以降収束している。切羽通過+3D以上でのこのような岩盤の変位挙動は考えにくく、掘削の進行に伴い、レベルの設置位置を坑道前方に移動したことによって、レベルの計測距離が増加し、測量誤差が増大してこのような結果となったものと推測される。

・S4250

切羽が機械掘削坑道延長10.0mに位置した状態で、延長9.7mの断面に計測ポイントを設置した。この時点で吹付コンクリートは延長9.0mまで施工済である。初期値は、翌日の掘削直前の測定値とした。図-3.2.2.7から、内空変位は+2D離れた状態で収束し、その後は既往の研究²⁾³⁾で報告されている計測精度誤差(±0.3mm)内で変動している。

天端沈下は+3Dまで増加し、+3Dを越えた時点で-4.0mm(沈下)で収束している。

・S4750

切羽が機械掘削坑道延長15.0mに位置した状態で、延長14.6mの断面に計測ポイントを設置した。この時点で吹付コンクリートは延長13.3mまで施工済である。初

期値は、翌日の掘削直前の測定値とした。図-3.2.2.9によれば、内空変位は+2D離れた状態で収束し、その後は計測精度誤差(±0.3mm)内で変動している。

天端沈下は、隆起、沈下と大きく変動しており、坑道掘削期間中の計測結果からは、その収束状況を把握できなかった。

したがって、天端沈下量の大きさについては、今回の計測値(最大で5mm)とレベル測量の計測精度(1mm)とを考慮すると、その値の信頼性は、内空変位量と比較して著しく低く、以下の考察では、特に取り扱わないこととした。

今後の課題として、レベル測量の精度を上げるため、ベンチマークを複数設置し、反復測量を行う等の方法が考えられる。

(5) 考察

a) 坑道の変形モード

坑道掘削終了後(平成7年11月16日AM9:00)に、コンバージェンスメータにより計測した内空変位量と、レベル測量により計測した天端沈下量から得た坑道の変形モードを図-3.2.2.10に示す。ここで、変形モードの算定では次の条件を仮定した。

- ・天端の水平方向への変位は生じない
- ・左右の計測ポイントの垂直方向変位は同じである。

坑道の変形モードは3つの計測断面で、左側壁の内空への変位量が右側壁と比較して大きくなっている。地質観察結果から計測ポイントの設置箇所(S.L.高さ)での地質が、左側壁が粗粒砂岩に対して、右側壁が細粒砂岩であることから、坑道側壁の変形係数の相違が坑道変形モードに影響を与えたものと考えられる。

b) 事前解析結果との比較

事前解析結果として、表-3.2.2.2に平成6年度に実施した事前解析結果¹⁾の中から、損傷領域の有無による影響の相違を比較するため、以下の2つのケースを選定し、計測された水平内空変位量との比較を行った。

- ・CASE-5: OC法による初期応力の設定 損傷領域無し(0.69mm)
- ・CASE-9: OC法による初期応力の設定 損傷領域有り(1.00mm)

これより、事前解析結果と比較して内空変位量としては大きな値が計測されたことが分かる。両者の相違の原因として、事前解析での地山解放率の設定法が考えられる。図-3.2.2.11に示すように、事前解析では、計測ポイントの設置を切羽

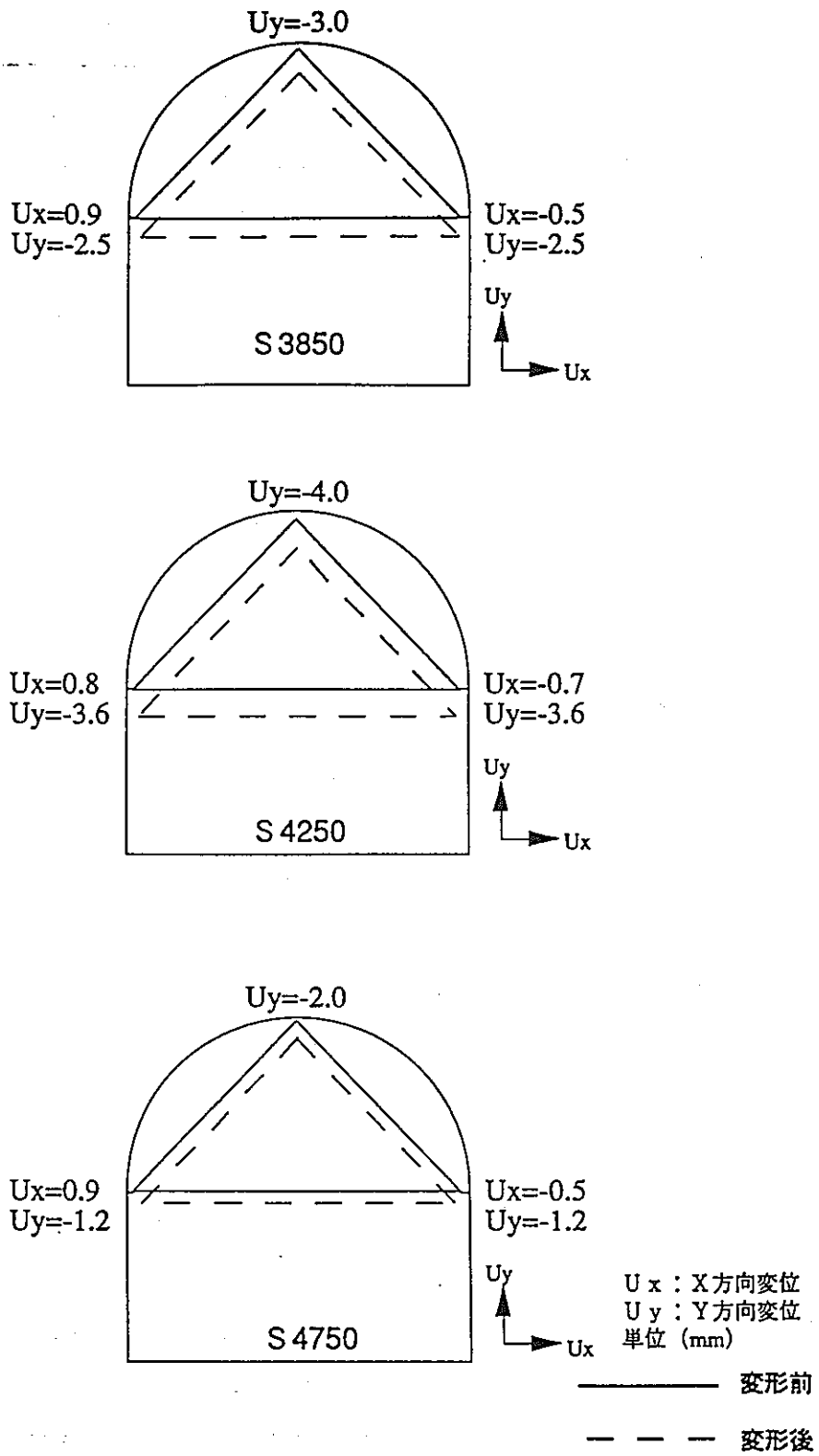


図-3.2.2.10 機械掘削終了時の試験坑道の変形モード

表-3.2.2.2 事前解析-計測結果比較表

	内空変位量 (mm)	ポイント 設置時期	備考
CASE-5	0.69	0.33D	損傷領域なし
CASE-9	1.00	0.33D	損傷領域あり
S3850	1.40	0.156D	
S4250	1.50	0.117D	
S4750	1.40	0.274D	

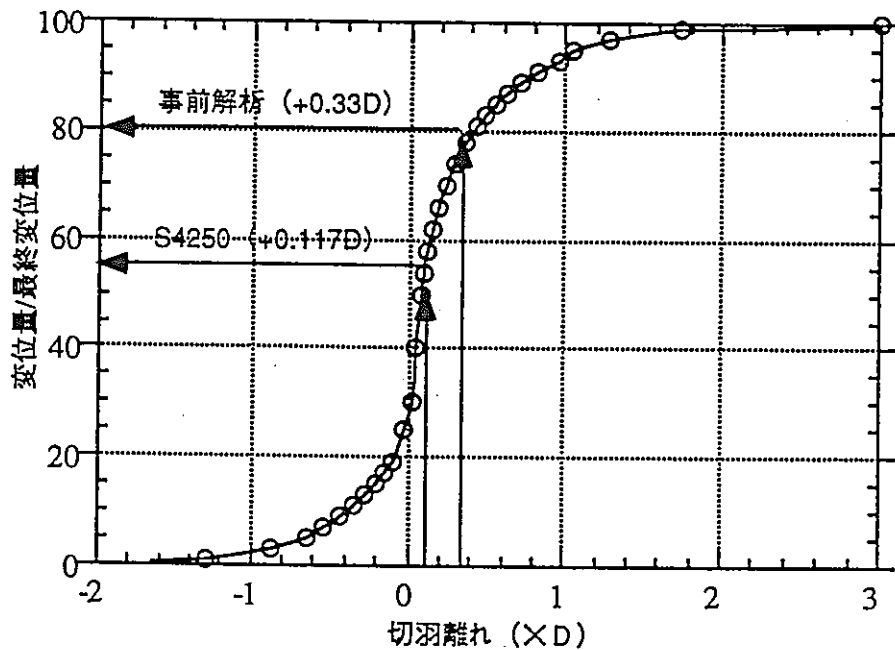


図-3.2.2.11 事前解析と実施工での地山解放率の相違

離れ0.33Dと設定しており、内空変位量としては、地山解放力の20%に伴う岩盤変位量を計測するものとしていた。しかしながら、例えばS4250では、計測ポイントの設置が切羽離れ0.117Dで行われており、内空変位量としては、地山解放力の45%に相当する岩盤変位量を計測したことが考えられる。したがって、解析で得られる水平内空変位量としては、事前解析結果の2.25 (45/20) 倍の内空変位量が計測されることが予想される。つまり、CASE-5では約1.5mm (0.69÷20×45)、CASE-9では約2.25mm (1.00÷20×45) の内空変位量が解析結果として得られると換算できる。事前解析では塑性領域の発生が認められなかったことから、損傷領域を考慮していな

いCASE-5と今回の計測結果を比較すると、内空変位量はほぼ等しく調和的である。

c) 発破掘削区間との比較

東濃鉦山北延NATM坑道において過去に実施された研究^{2), 3)}では、発破による坑道掘削に伴う内空変位量が計測されている。ここでは、掘削工法の違いによる水平内空変位量の相違について比較する。

発破掘削坑道はその寸法が(2.5m×2.5m、3.0m×3.0m馬蹄型)であり、今回の坑道寸法(2.4m×2.4m馬蹄型)と異なっているため、考察では、水平内空変位量を初期測線長で割ったひずみ量で評価する。また、掘削方法以外の状況を等しくするため、計測ポイントの設置時期や設置から掘削までの関係を可能な限り同じ条件のものを選択する必要がある。表-3.2.2.3および表-3.2.2.4に過去の研究における計測ポイントの設置時期と設置と掘削の関係を、図-3.2.2.12に測線位置を示す。

S1460のポイントは交差部付近に位置することから、また、S1960のポイントは、設置が遅いことから、S2460のポイントとは条件が異なる。S2460のポイントと7.7mの計測ポイントの条件が、今回の計測結果のS3850(設置時期:切羽離れ0.157D)と類似していると判断できる。

内空変位量から算定した発破掘削坑道のひずみ量は以下のとおりである。

S2460: 初期測線長 2580.0mm 変位量2.1mm で814 μ

7.7m: 初期測線長 3113.2mm 変位量2.3mm で739 μ

今回の機械掘削坑道のひずみ量が

S3850: 初期測線長 2419.1mm 変位量1.4mm で579 μ

となり、発破掘削坑道と比較して機械掘削坑道の水平内空変位量は小さいと判断できる。

表-3.2.2.3 発破掘削坑道内空変位計設置概要²⁾

計測点	水平変位量 (mm)	ポイント 設置時期	備考
S1440	2.6	0.38D	ポイント設置が遅い
S1460	2.7	0.15D	2/17に設置、3/7に掘削再開
S1960	1.6	0.15D	3/10に設置、3/28に掘削再開
S2460	2.1	0.15D	3/31に設置、4/1に掘削再開

表-3.2.2.4 発破掘削坑道内空変位計設置概要³⁾

計測点	水平変位量 (mm)	ポイント 設置時期	備考
1.55m	1.3	0.88D	支保が剛、ポイント設置が遅い
3.5m	3.6	0.22D	地山不良、屈折法での低速度帯
7.7m	2.3	0.15D	
9.7m	2.1	0.18D	
13.3m	12.6	0.17D	割れ目が発達

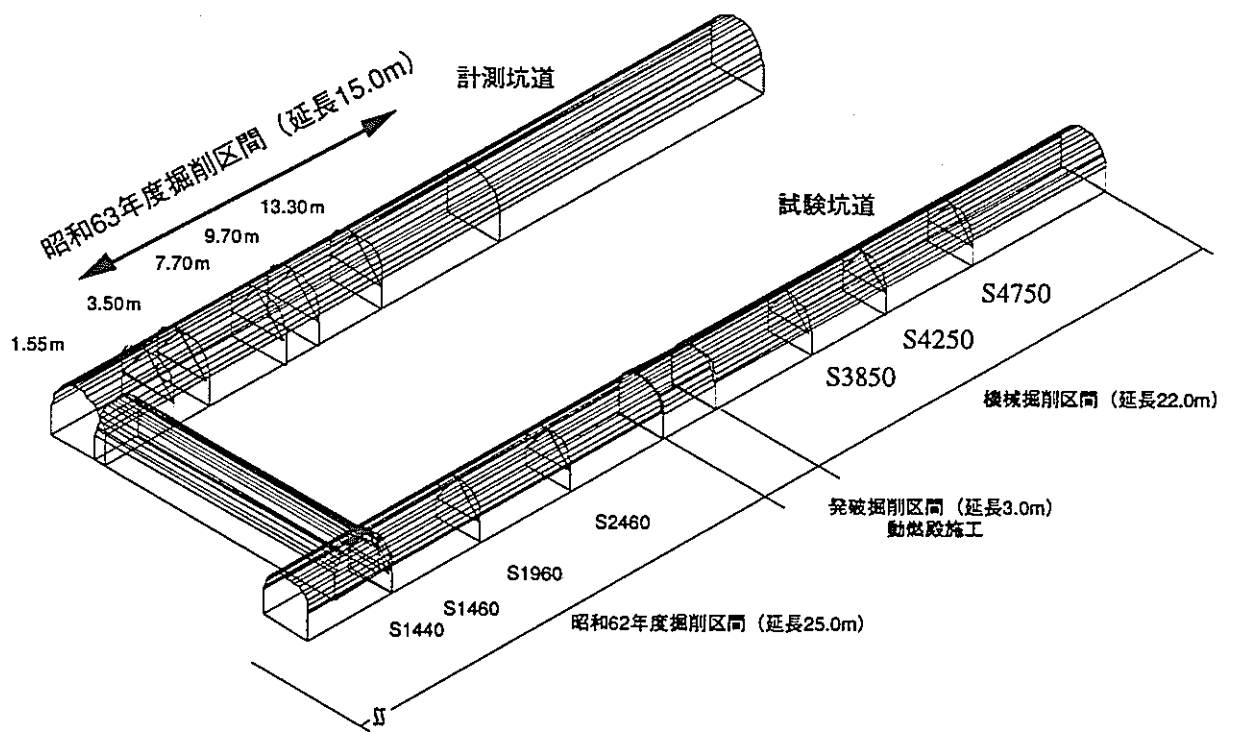


図-3.2.2.12 内空変位測線位置

3.2.3 岩盤内変位測定

(1) 多点式地中変位計による計測

多点式地中変位計の概要を図-3.2.3.1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-3.2.1.1に示したように6測定点（機械掘削坑道壁面からの深度：0.5,1.0,1.5,2.5,4.5,6.5m、坑道壁面からの深度：11.5,11.0,10.5,9.5,7.5,5.5m）での計測を行った。

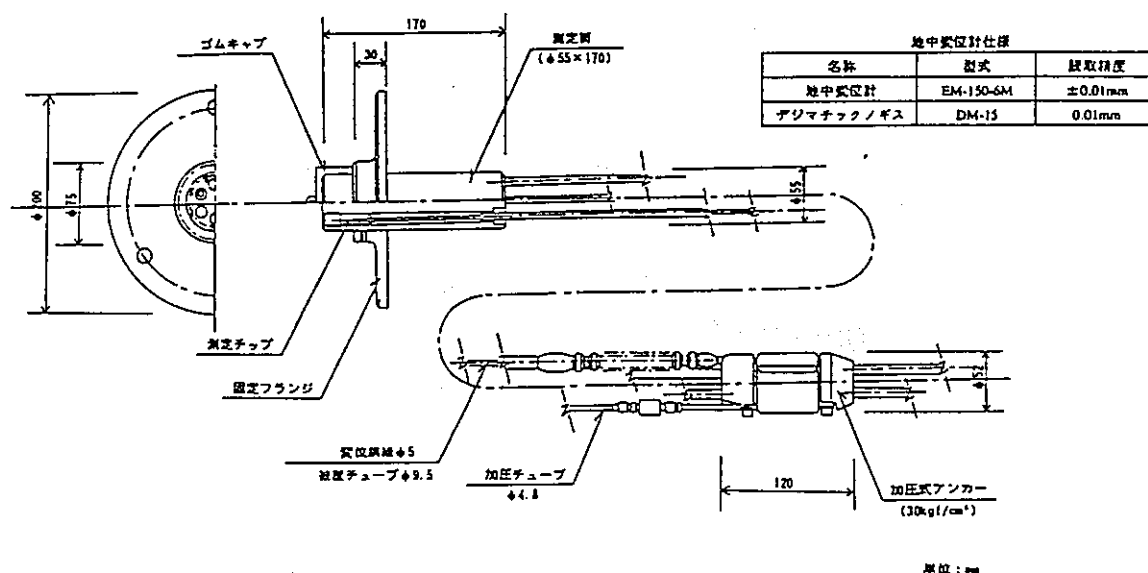


図-3.2.3.1 多点式地中変位計概要図

a) 計測方法および計測頻度

各測定点の変位量は、図-3.2.3.1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した。計測は、1掘削長毎（掘削終了時：吹付コンクリート、ロックボルト打設前）に行った。

測定では、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して、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、そのときの表示を読み取った。

今回の測定では、これまでの掘削影響試験における測定と同様に、精度向上のため、1つの測定点について3回測定した値が一定であった場合に、その値を測定値として採用した。また、岩盤の長期挙動として、坑道掘削終了後も1ヶ月1回を目安に、3回の計測を実施した。（内空変位・天端沈下計測、スライディングマイクロメー

タと同時)

b) 計測結果

多点式地中変位計による計測結果として、経時変化図および切羽離れ図をそれぞれ、図-3.2.3.2および図-3.2.3.3に示す。ここで、岩盤内変位量は、機械掘削開始(10/16)の直前(10/13)に計測したデータ(初期値)からの増分値である。

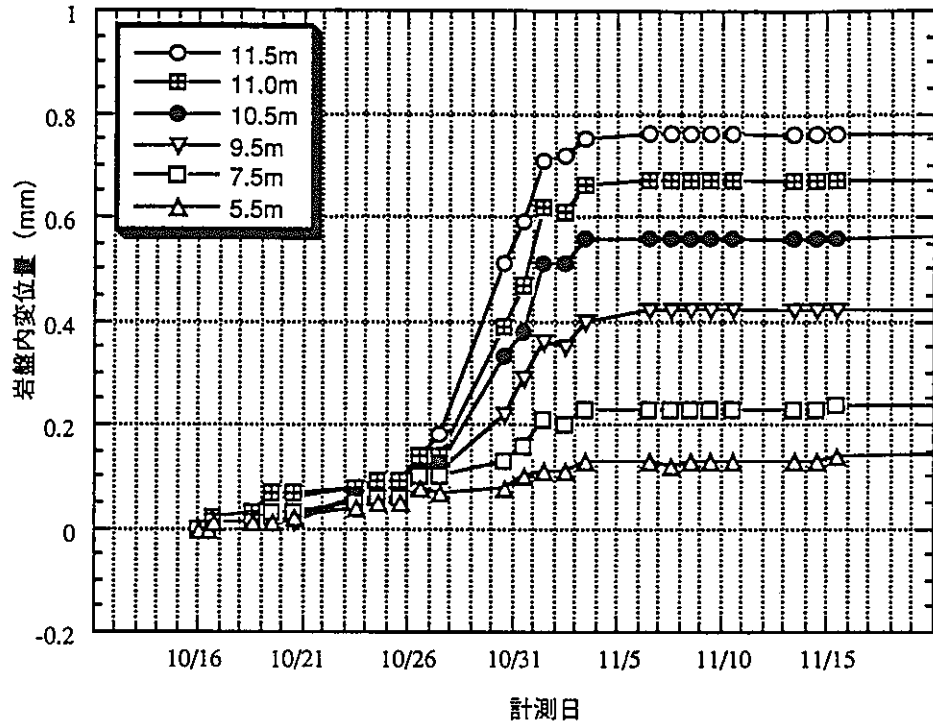


図-3.2.3.2 地中変位量～経時変化図(坑道掘削期間)

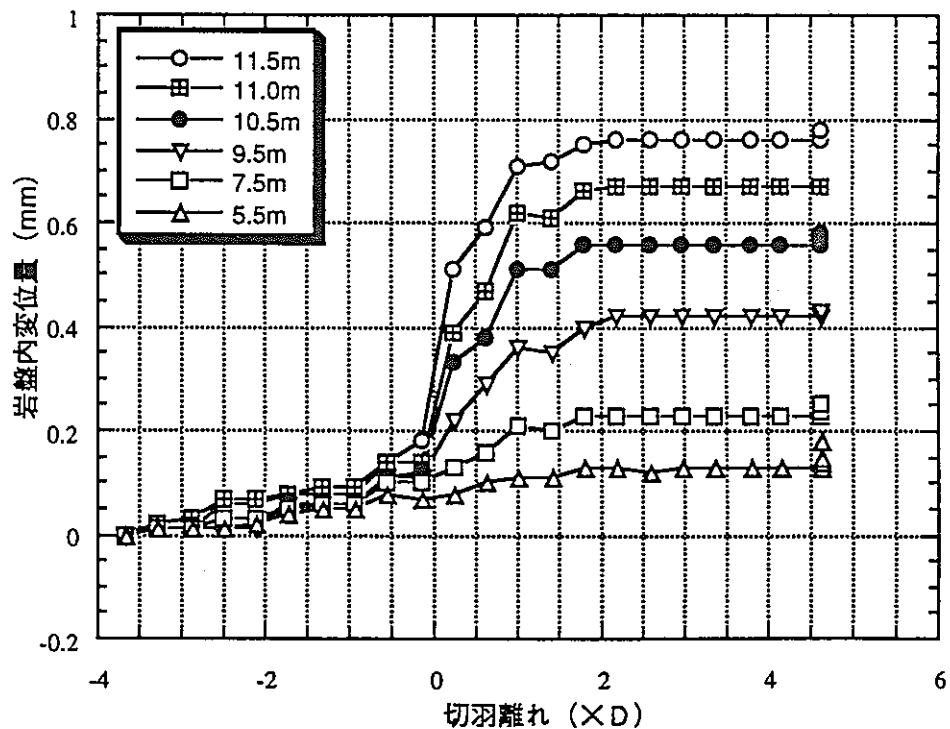


図-3.2.3.3 地中変位量～切羽離れ図(坑道掘削期間)

(2) スライディングマイクロメーターによる計測

スライディングマイクロメーターの概要を図-3.2.3.4に示す。計測では、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内にプローブを挿入しながら孔軸方向変位を1m毎に測定する。

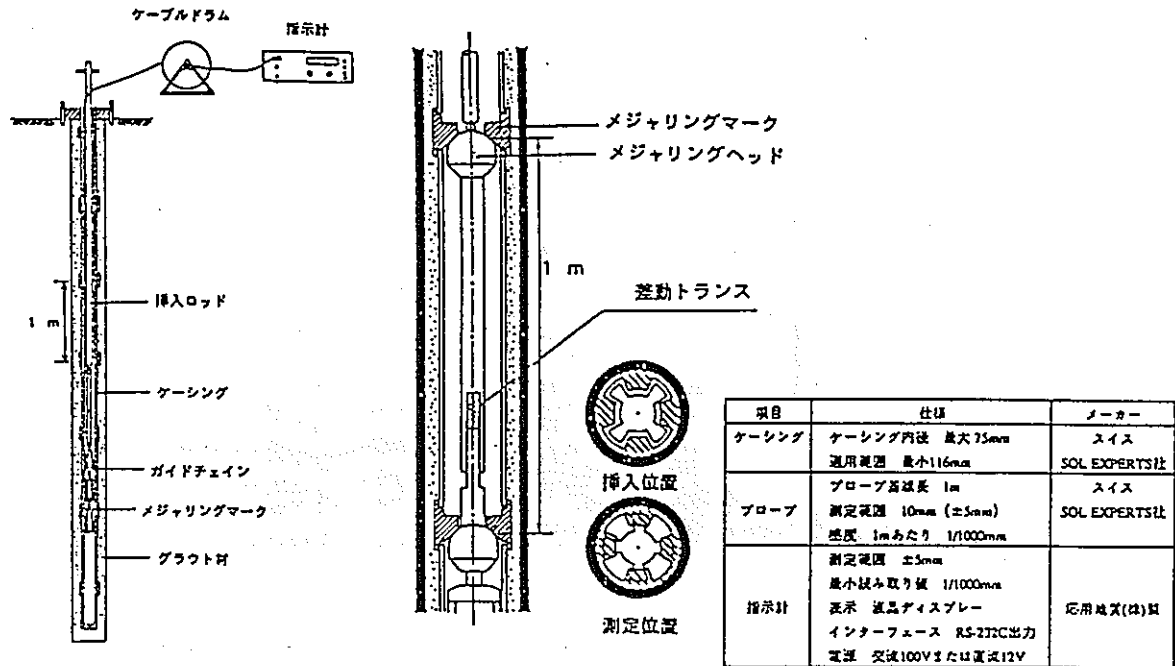


図-3.2.3.4 スライディングマイクロメーターの概要

a) 計測方法および計測頻度

計測方法の概略を以下に示す。

- ①プローブと指示計をケーブルで接続する。
- ②プローブを孔内に挿入し、差動トランスの電氣的安定を計る（約30分間）。
- ③較正管を用いて、補正係数、0点補正值を得る（算出方法は資料集に示す）。
- ④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ときの長さを差動トランスから読み取る。
- ⑤④の操作を区間の数だけ繰り返し、各区間長さを得る。

計測は、1掘削長毎（掘削終了時：吹付コンクリート、ロックボルト打設前）に行った。今回の測定では、精度向上のため、1つの測定区間について10回程度計測し、計測値の再現性を確認した上でこれを測定値として採用した。また、岩盤の長期挙動として、坑道掘削終了後も1ヶ月1回を目安に、3回の計測を実施した（内空変位・天端沈下計測、多点式地中変位計計測と同時）。長期挙動の計測結果は資料集に取

りまとめる。

b) 計測結果

スライディングマイクロメータによる計測結果として、経時変化図および切羽離れ図を、それぞれ図-3.2.3.5および図-3.2.3.6に示す。

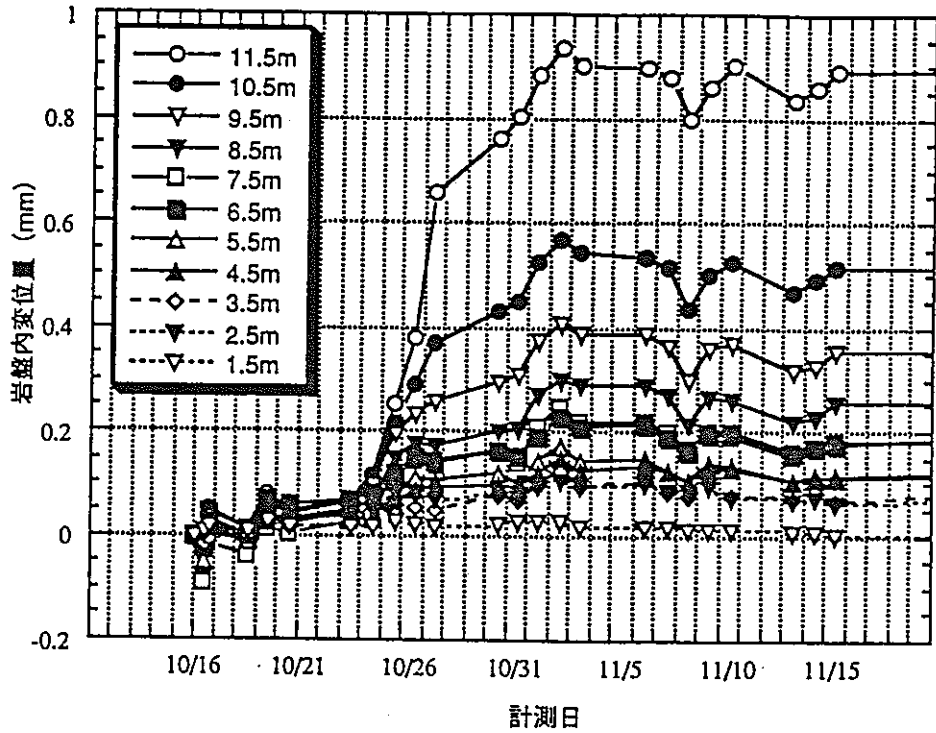


図-3.2.3.5 地中変位量～経時変化図 (坑道掘削期間)

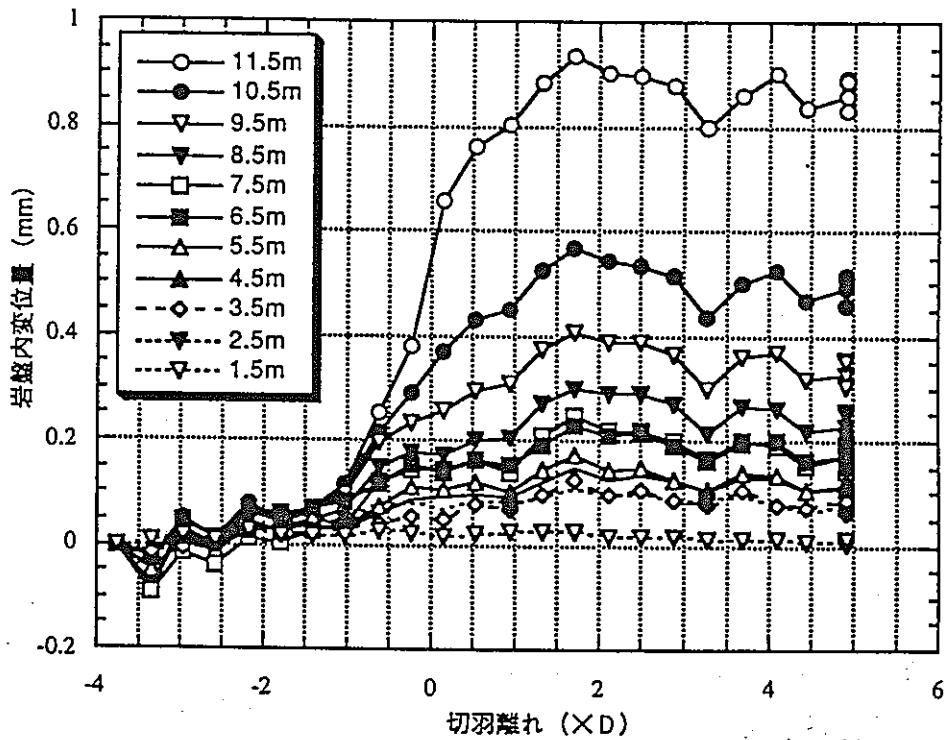


図-3.2.3.6 地中変位量～切羽離れ図 (坑道掘削期間)

(3) 考察

a) 計測手法の違いによる岩盤内変位量の相違

坑道掘削終了時(11/15)の岩盤内変位分布図を図-3.2.3.7に示す。両者の変位量の相違は、試験坑道壁面から0.5mの地点で0.1mm(スライディングマイクロメーター:0.86mm、多点式地中変位計:0.76mm)である。また、試験坑道壁面から1.0mでの岩盤内変位は、スライディングマイクロメーターと多点式地中変位計で同一と考えられ、変位量の相違は試験坑道から0.5~1.0m間での岩盤変位量の相違が主な相違であることが考えられる。

スライディングマイクロメーターを設置したMD-2孔と多点式地中変位計を設置したMD-1孔のコア観察結果と孔内壁面観察による亀裂の位置を図-3.2.3.8に示す。これによれば、MD-1孔とMD-2孔とで亀裂の分布に顕著な相違はないが、MD-1孔とMD-2孔の岩相は特に試験坑道壁面から5~6mまでは異なっており、岩盤変位量が異なる原因の1つと考えられる。

試験坑道壁面から最も近い0.5mの地点での岩盤内変位量から作成した地山特性曲線を、両者について図-3.2.3.9に示す。これより、両者ともに切羽離れ-3Dから変位が発生し、切羽離れ0D(切羽到達時)のときの変位量の比は、多点式地中変位計で0.4、スライディングマイクロメーターで0.67となっており、両者に相違が生じている。

b) 掘削工法の違いによる岩盤内変位量の相違

機械掘削時に得られた今回の計測値と、発破掘削時に得られた計測値²⁾を比較して、掘削工法の違いによる岩盤内変位の相違についてまとめる。測定機器は、同一仕様の多点式地中変位計である。

発破掘削と機械掘削による岩盤内変位分布を図-3.2.3.10に示す。これより、機械掘削が弾性論的な連続性の良い岩盤内変位分布であるのに対して、発破掘削では、大きくばらついた連続性の悪い変位分布となっている。発破掘削では、機械掘削よりも衝撃力が大きいことがこの理由として考えられる。

岩盤内変位量から作成した地山特性曲線を図-3.2.3.11に示す。発破掘削時は、試験坑道壁面から最も近い測定地点が1.0mであることから、試験坑道壁面から1.0mの地点での岩盤内変位量から地山特性曲線を作成した。これより、両者ともに切羽離れ-3Dから変位が発生し、切羽離れ0D(切羽到達時)では、両者ともに変位量比は

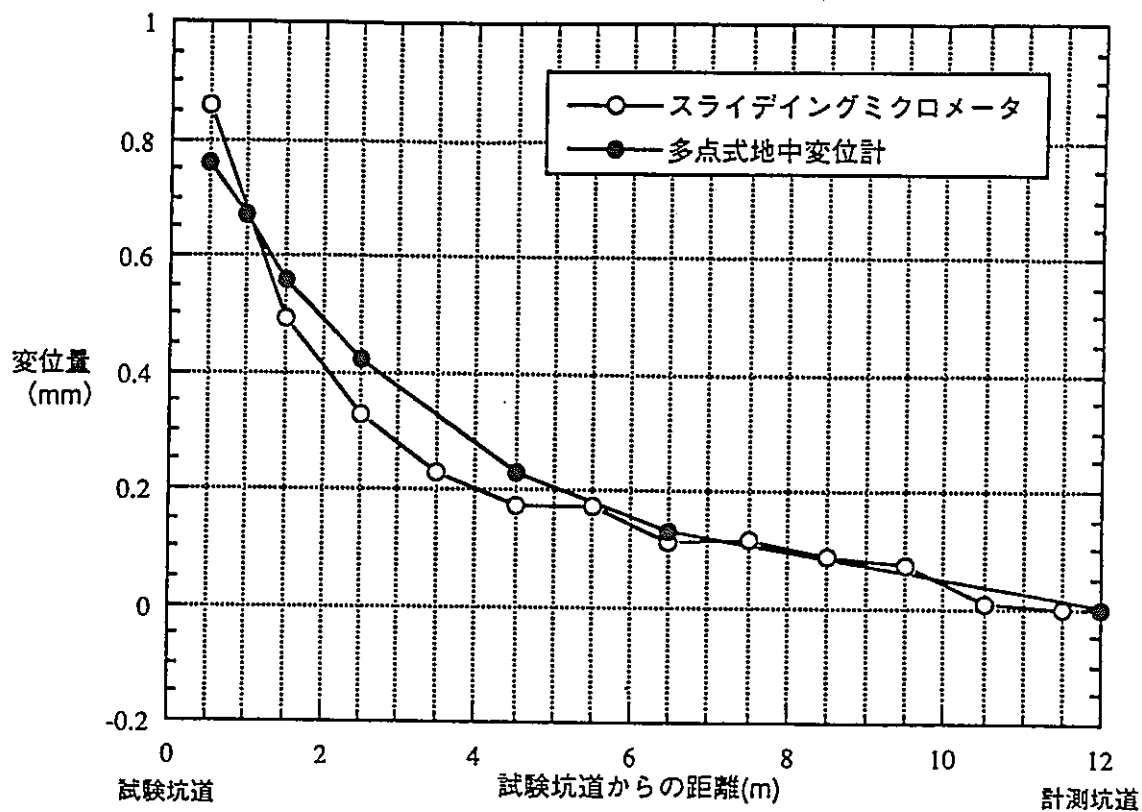


図-3.2.3.7 岩盤内変位分布 (計測手法の相違)

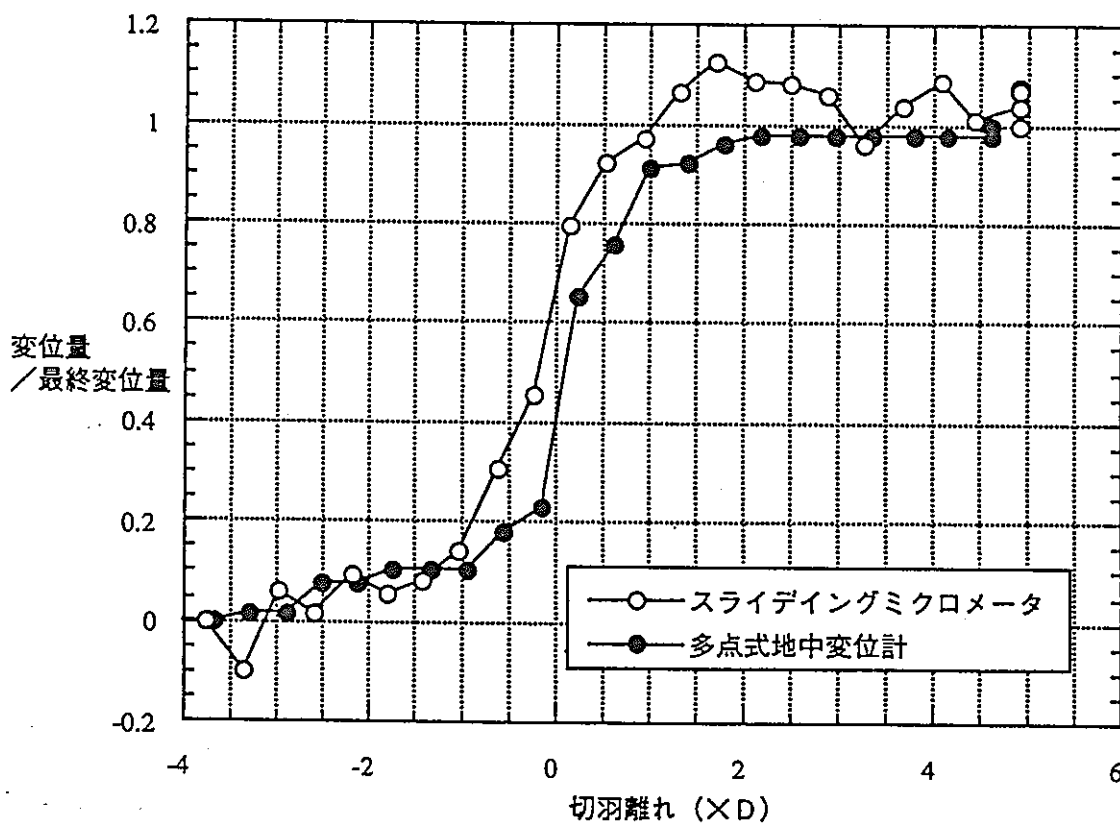


図-3.2.3.9 坑道壁面から0.5mの地点での地山特性曲線 (計測手法の相違)

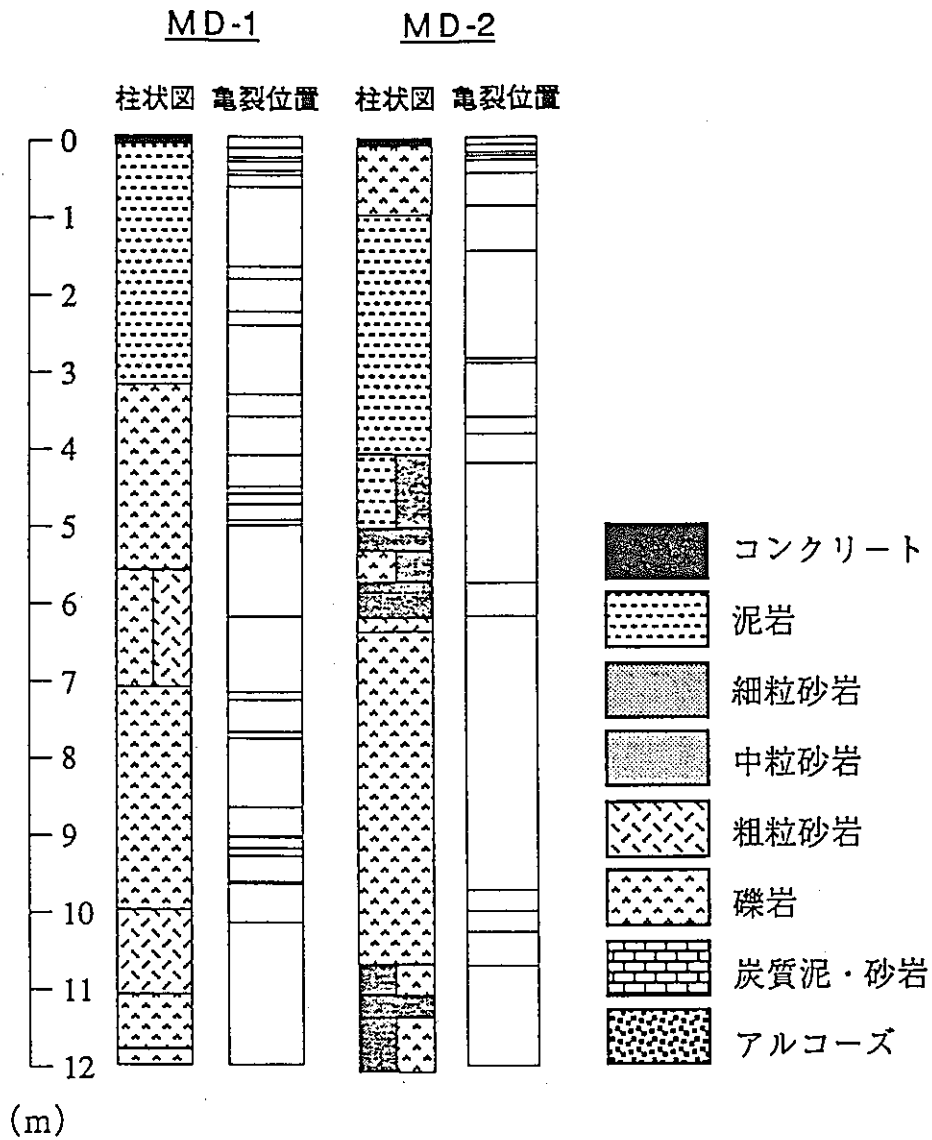


図-3.2.3.8 地中変位測定孔の地質観察結果

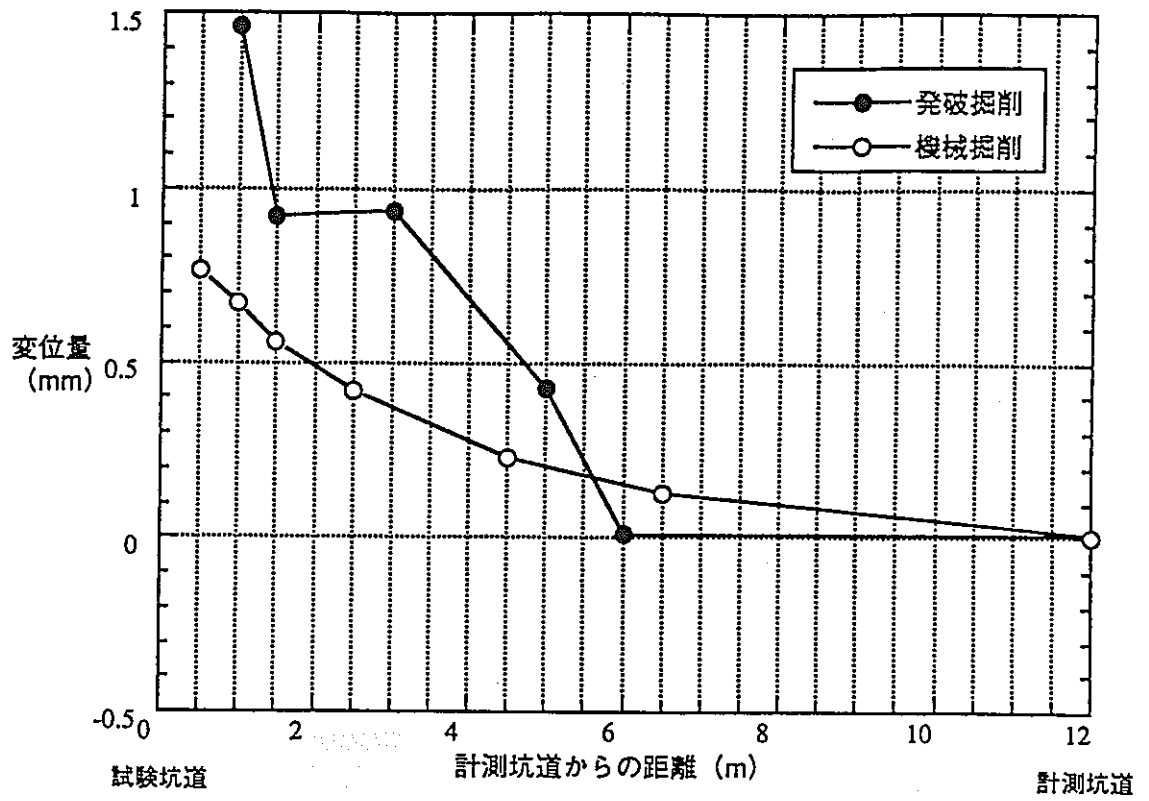


図-3.2.3.10 岩盤内変位分布 (掘削工法の相違)

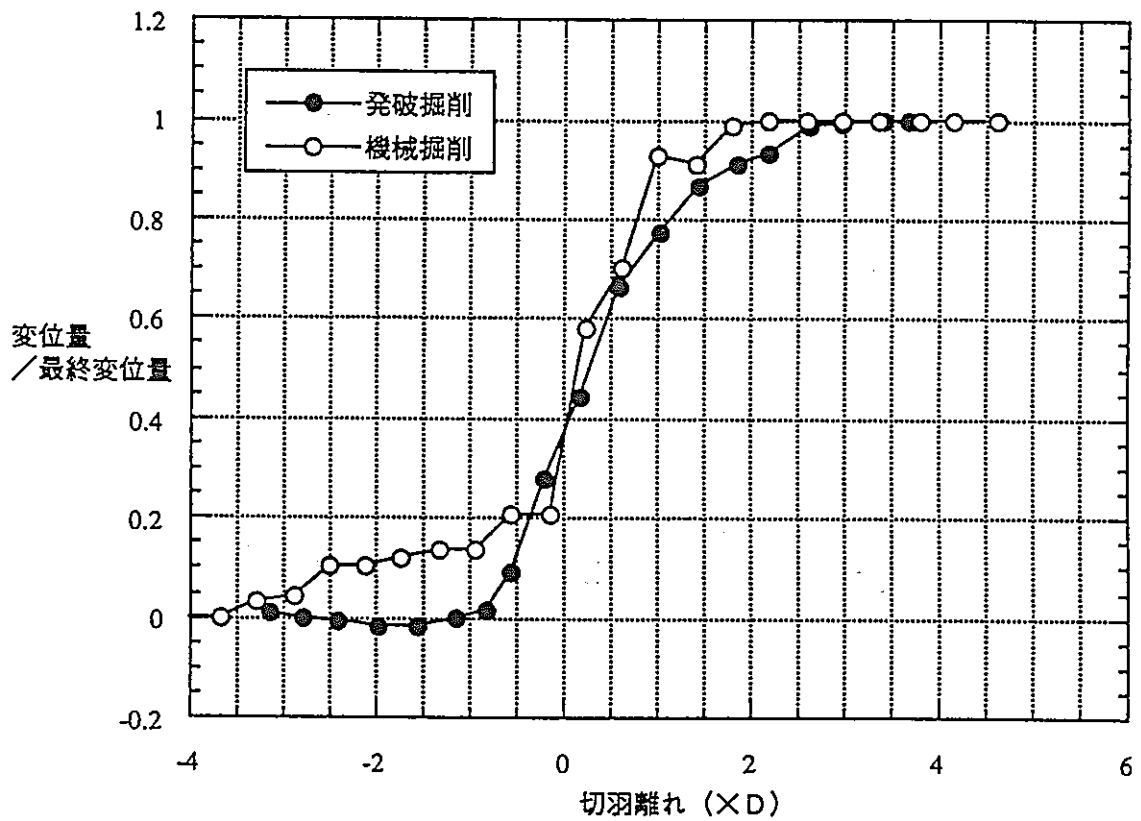


図-3.2.3.11 坑道壁面から1.0mの地点での地山特性曲線 (掘削工法の相違)

0.36程度である。切羽通過後の地山特性曲線は、発破掘削の方が機械掘削よりも緩い傾きを持つ曲線となっている。

既往の研究⁴⁾で実施された3次元解析の結果では、坑道壁面から着目点までの半径方向の距離が大きくなればなるほど、切羽通過後の地山特性曲線の傾斜は緩くなることが報告されている。計測位置と試験坑道壁面の距離1.0mを、それぞれの試験坑道の径（発破掘削：3.167m、機械掘削：2.559m）で正規化すると、発破掘削で0.316D（1.0/3.167）、機械掘削0.391D（1.0/2.559）となる。これより、坑道壁面と計測位置の相対距離は機械掘削の方が大きく、図-3.2.3.11に示した地山特性曲線の分布は、この結果と相反するものとなっている。

c) 事前解析結果¹⁾との比較

内空変位量と同様に、次の2つの解析結果と岩盤内変位量の比較を行う。

- ・ CASE-5：OC法による初期応力の設定 損傷領域無し
- ・ CASE-9：OC法による初期応力の設定 損傷領域有り

事前解析および計測で得た岩盤内変位分布を図-3.2.3.12に示す。また、S4250での内空変位を全変位に変換したものを併せて示す。これより、計測された岩盤内変位は、事前解析結果と比較して小さいことが分かる。岩盤内変位は内空変位量と異なり、掘削に伴う全変位量を計測していることから、地山特性曲線の設定法の相違は岩盤内変位量にほとんど影響しない。したがって、両者の変位量の相違は、事前解析での変形係数および初期応力の設定が実岩盤と異なることが原因であると考えられる。内空変位については、事前解析結果とよく対応していると言える。

岩盤内変位分布モード図を図-3.2.3.13に示す。この図は、各計測点での変位量を試験坑道壁面からの距離が0.5mの計測点での変位量で無次元化したものである。これより、計測値の岩盤内変位の分布モードは事前解析のものと調和的であり、試験坑道から0.5mの位置までは岩盤が弾性的な変位挙動を示したことが考えられる。

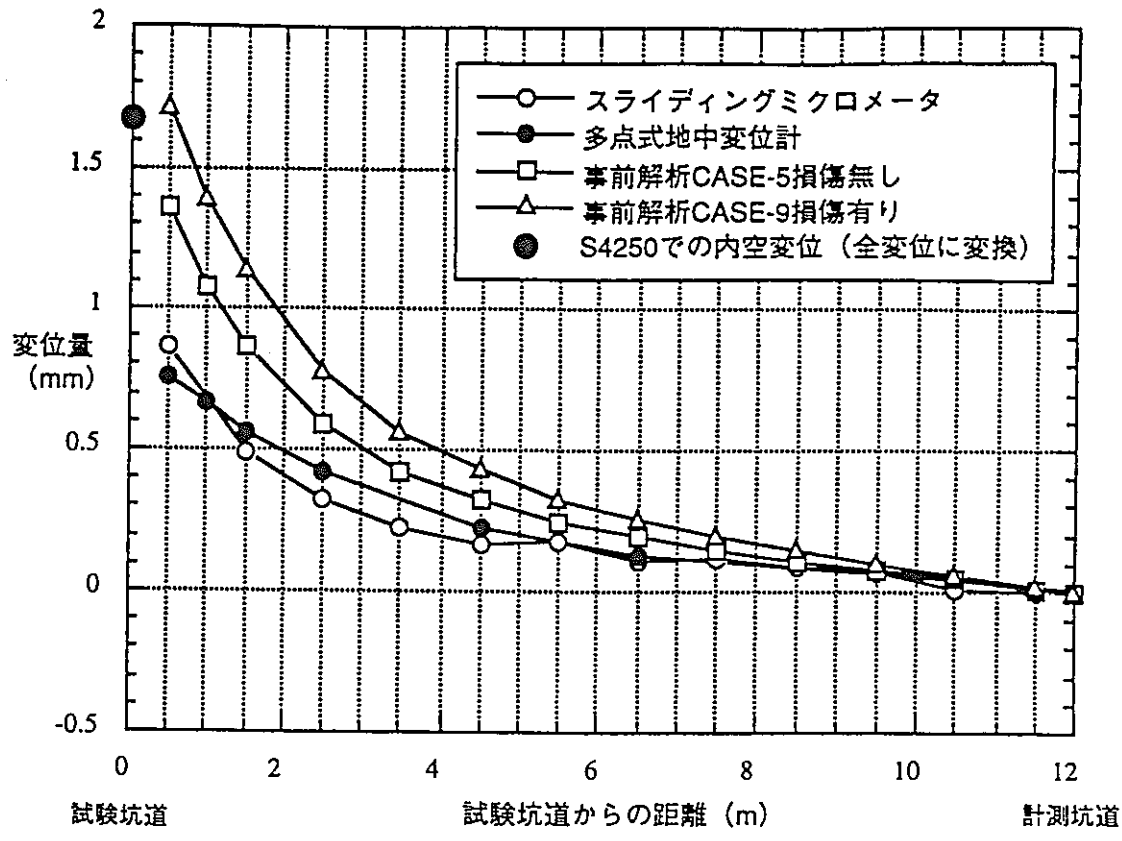


図-3.2.3.12 岩盤内変位分布 (事前解析との相違)

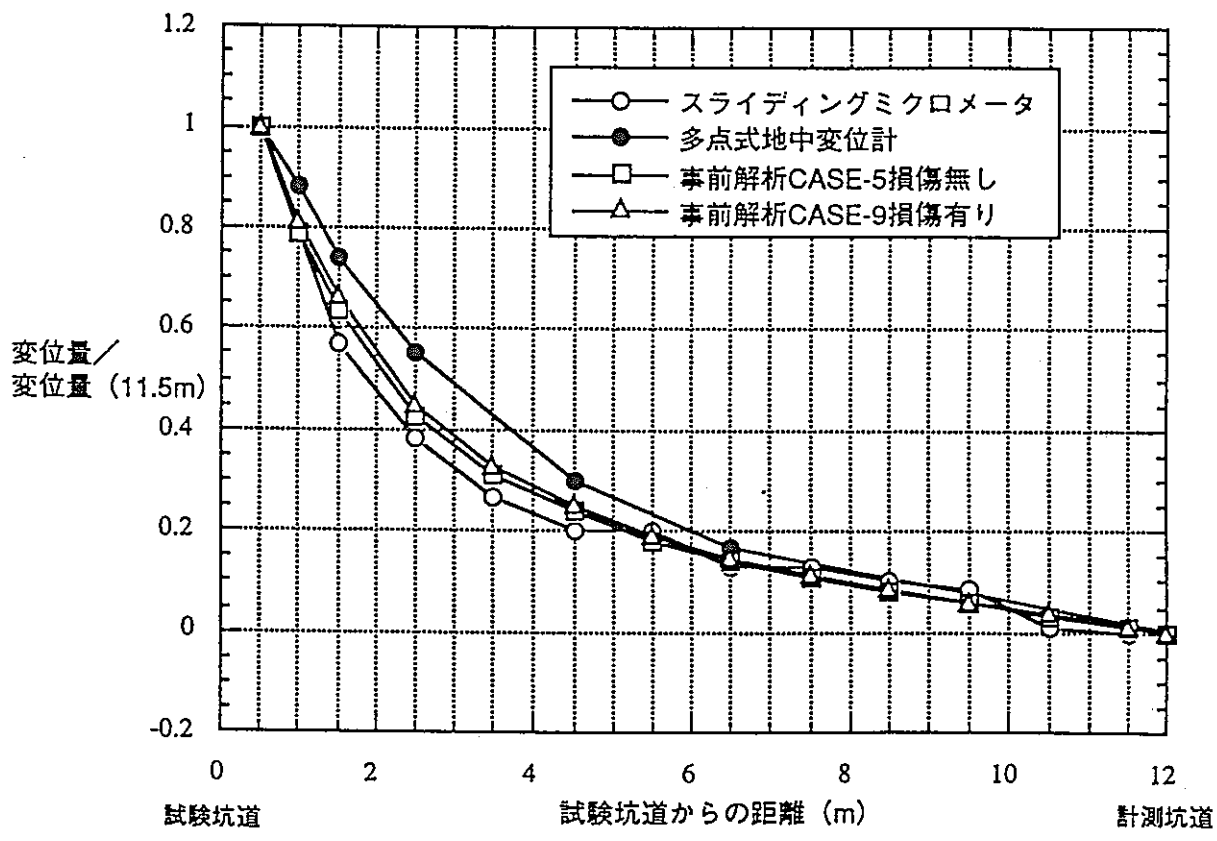


図-3.2.3.13 岩盤内変位分布モード (事前解析との相違)

3.2.4 まとめ

(1) 内空変位・天端沈下量

計測した水平内空変位量は約1.5mmであった。天端沈下量は、計測値および計測精度から考えて、その絶対値の信頼性は低いが、2~4mmであった。計測した内空変位量に基づき、坑道の変形モードの検討、事前解析結果との比較、および発破掘削坑道での計測結果との比較を行った。以下にその結果を示す。

a) 坑道の変形モード

内空変位量・天端沈下量から算出した坑道の変形モードより、左側壁の内空側への変位量が右側壁の変位量と比較して大きくなった(図-3.2.2.10)。この原因の1つとして、壁面観察の結果、計測ポイントの設置箇所の地質が左側壁が粗粒砂岩に対して右側壁が細粒砂岩であったことが考えられる。事前調査結果⁹⁾から、両者の変形係数は、粗粒砂岩で1.47GPa、細粒砂岩で1.96GPa ($\sigma_3=3\text{MPa}$ の時の E_{30} の平均値)と異なっていることが変位量の差として生じたものと考えられる。

b) 事前解析との比較

水平内空変位量(約1.5mm)は、事前解析で得た内空変位量(約0.6~1.0mm)よりも大きかった。(表-3.2.2.2)相違が生じた原因の1つとして、事前解析において想定した計測ポイントの設置位置が実際と異なっていたため、計測可能な内空変位量を事前解析では過小評価していることが考えられる。(図-3.2.2.11)

事後解析においては、実際の施工状況および計測状況に対応した地山解放率の設定が必要である。

c) 発破掘削坑道での内空変位量との比較

発破掘削坑道での計測結果を坑道のひずみ量(内空変位量/初期測線長さ)と比較した結果、発破掘削坑道でのひずみ量が約 800μ であるのに対して、機械掘削坑道では 600μ と小さいことを確認した。

(2) 岩盤内変位量

a) 手法の相違による岩盤内変位量の違い

機械による坑道掘削時の岩盤内変位量を異なる2つの手法(多点式地中変位計、スライディングマイクロメータ)を用いて計測した。その結果、試験坑道から0.5mの位置で、両者の変位量で0.1mmの差が生じた(図-3.2.3.7)。

b) 掘削工法の違いによる岩盤内変位量の相違

発破掘削坑道では、多点式地中変位計での岩盤内変位が計測されていることから、今回の計測値との比較を行った（図-3.2.3.10）。

その結果、試験坑道から1.0mの地点で、岩盤内変位量は発破掘削で1.42mm、機械掘削で0.76mmと大きく異なっている。また、機械掘削では、岩盤内変位の分布が連続性の良いモードとなっているのに対して、発破掘削では連続性の悪いモードとなっている。

c) 事前解析結果との比較

事前解析結果と計測値の比較を行った。その結果、多点式地中変位計およびスライディングマイクロメータによる計測値は、両者ともに事前解析値と比較して小さくなった（図-3.2.3.12）。この原因の1つとして、初期応力および地山の変形係数の設定が実岩盤と異なっていることが考えられる。また、岩盤内変位のモードを事前解析と比較した結果（図-3.2.3.13）、計測値は弾性挙動のモードをお互いに包絡するようなものとなっており、両計測値は、その絶対値には相違があるものの、弾性的な岩盤の変位挙動を計測したものと判断できる。

3.3 振動測定

3.3.1 目的

機械掘削では機械振動が外力として岩盤に作用し、また、発破掘削では発破振動が外力として岩盤に作用することにより、岩盤に損傷が与えられる。ここでは、機械掘削と発破掘削という工法の違いが岩盤に与える影響を把握するための1つの方法として掘削時の振動測定を行い、両者の違いを比較する。

3.3.2 発破掘削時の振動測定

(1) 測定方法

1) 測定機器の仕様と測定位置

発破地点近傍での振動測定に関するHolmberg and Persson (1980)¹⁾、オクテローニと中川 (1992)²⁾の文献調査結果に基づき、今回の発破振動測定では加速度計を用いた。加速度計は、坑道軸方向、鉛直方向、坑道の半径方向の3方向とした。また、掘削影響領域の内と外での振動を測定する必要があること、および、掘削影響領域が1m程度であることから、発破振動測定用の試錐孔MV-1孔(φ66mm、長さ11.70m)の奥から0.5、1.0、1.5、2.0、3.0mの位置に測定点を設けた。発破振動の測定位置を図-3.3.2.1に、加速度計の設置位置を図-3.3.2.2に示す。

発破による振動の大きさや性状は、発破条件や地盤条件などの多くの因子により変化する。これらすべての因子を考慮して、発破による地盤振動の性状を表す一般式を求めることは、理論的にはきわめて困難であるが、多くの地盤振動の測定結果を用いて表-3.3.2.1に示す推定式が提案されている。推定式では、振動速度(V:単位cm/sec)が発破条件により決まる定数(K:単位なし)、薬量(L:単位kg)、距離(R:単位m)の関数

$$V=KL^{\alpha}R^{-\beta}$$

で表される³⁾。

ここでは、表中の式が発破地点近傍の振動速度の推定にも適用できるものとして、発破により発生する振動速度を求め、これを加速度に換算して加速度計の仕様を設定した。

発破は、北延坑道掘削時の既往の仕様と同様とし、1孔あたりの薬量をL=100gと

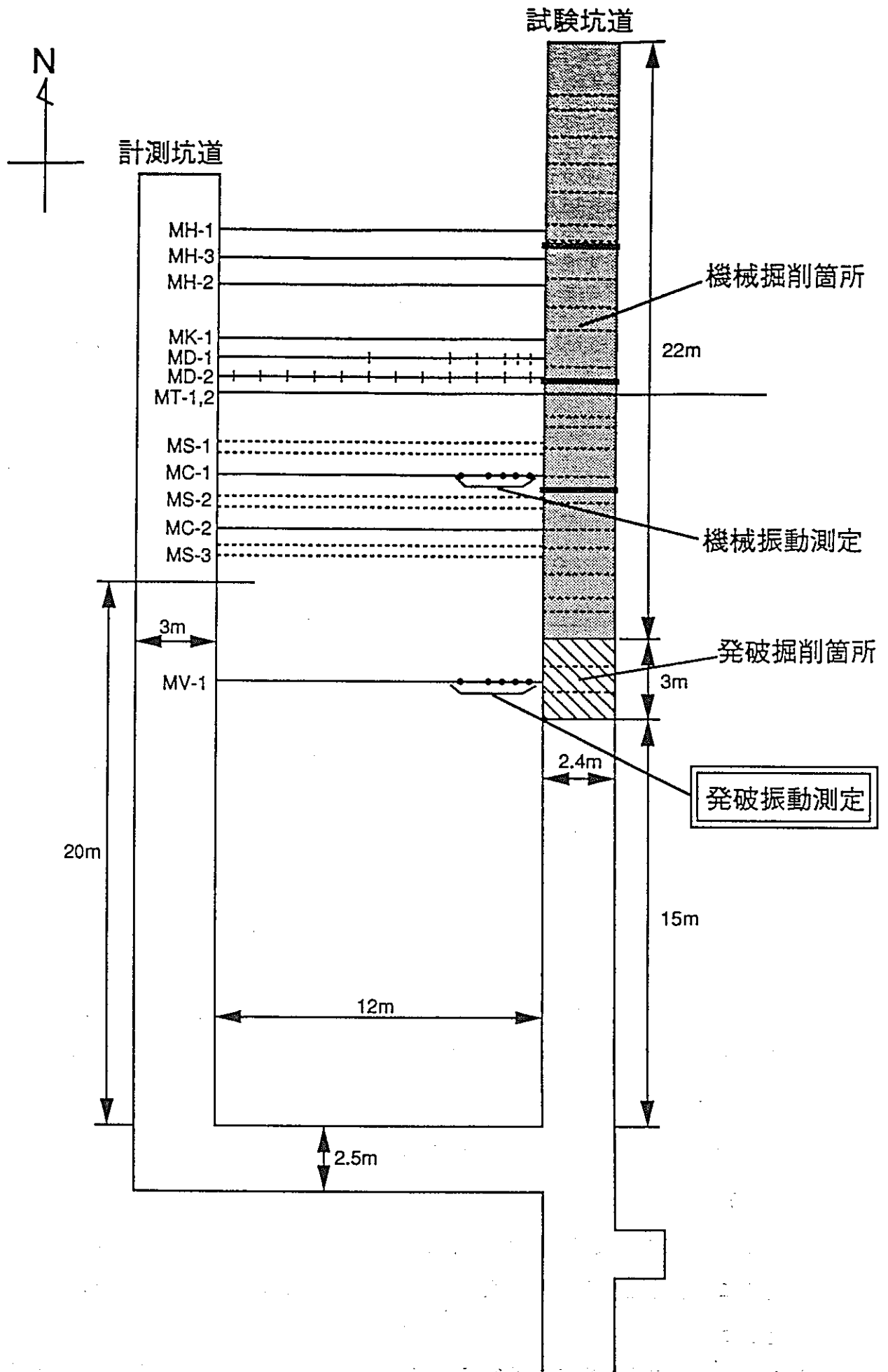


図-3.3.2.1 発破振動測定位置 (平面図)

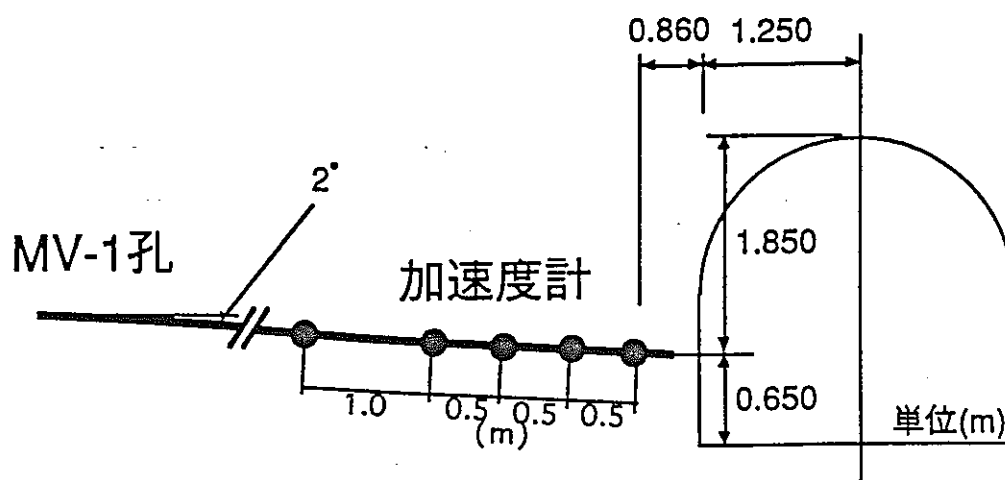


図-3.3.2.2 加速度計の設置位置

表-3.3.2.1 発破振動速度の推定式 (単位: V(cm/sec), L(kg), R(m))

提唱者	推定式	成立条件	Kの値
伊藤	$V=KL^{2/3}R^{-2}$		250~1000
吉川	$V=KL^{3/4}R^{-2}$		100~700
日本油脂	$V=KL^{3/4}R^{-1.5}$		40~120
日本化薬	$V=KL^{3/4}R^{-2}$	0.2kg < L < 4000kg 5m < R < 3000m	450~900
旭化成	$V=KL^{2/3}R^{-2}$	10kg < L < 3000kg 30m < R < 1500m	500~1000

(文献³⁾をもとに作成)

した。また、定数Kは安全側を考え、考慮しうる最大の値とした。振動速度を加速度に換算する際には、発破振動の周波数が数十~数百Hz程度とされている⁴⁾ことから安全側の値として $f = 1\text{kHz}$ と仮定して、

$$\alpha = 2\pi f \cdot v \quad (\alpha: \text{加速度}(\text{cm}/\text{sec}^2) \quad f: \text{周波数}(\text{Hz}) \quad v: \text{振動速度}(\text{cm}/\text{sec}))$$

の関係式を用いた。

上記の方法により推定した加速度と距離の関係を図-3.3.2.3に示す。図より掘削壁面から0.5mの地点では、10,000G程度の最大加速度が発生するものと考えられる。したがって、発破振動測定用の加速度計は最大加速度10,000G (G: 重力加速度) に対応するものを使用することとした。

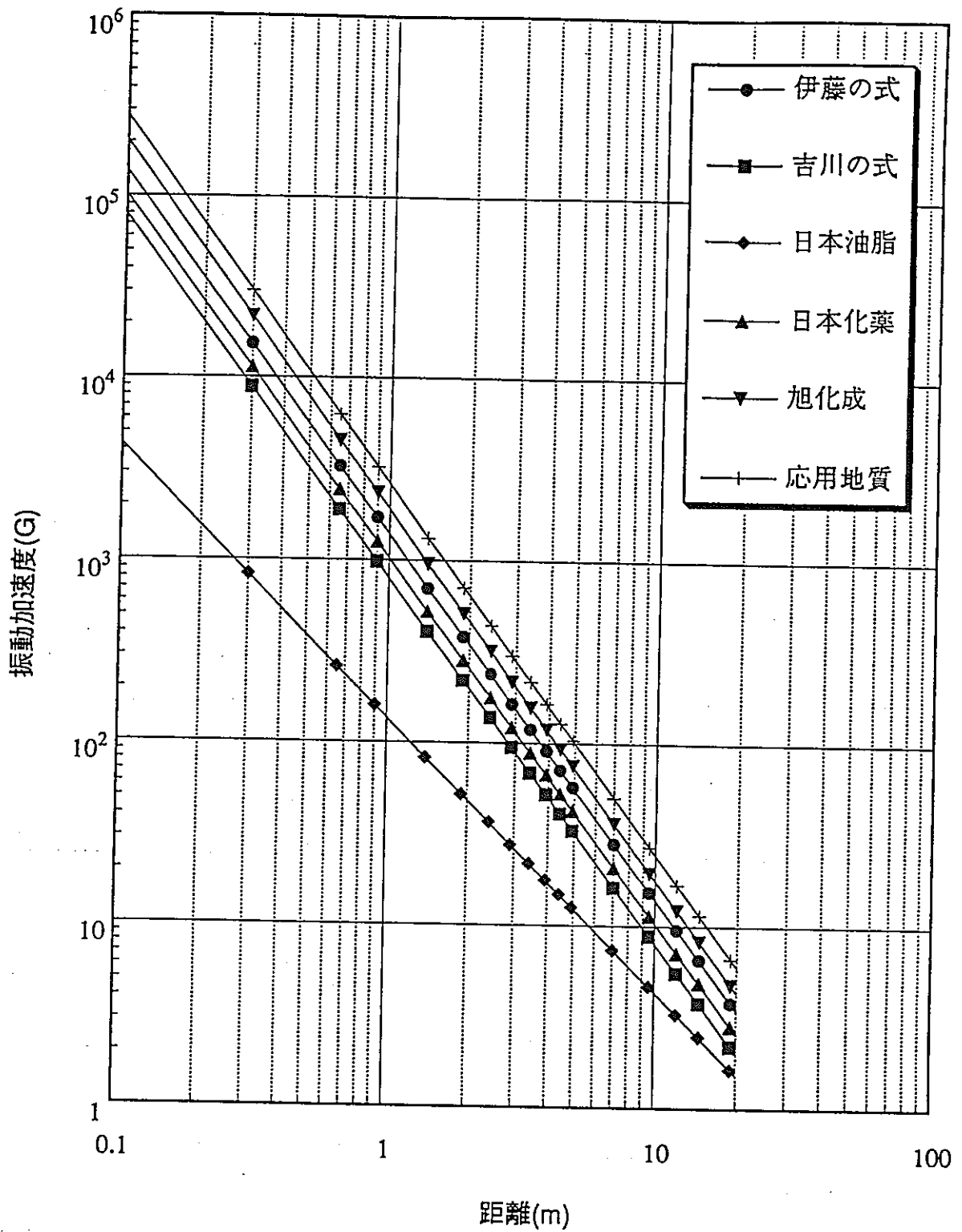


図-3.3.2.3 推定した加速度と距離の関係

2) 測定機器の設置方法

使用した加速度計は3成分内蔵型のユニットである。図-3.3.2.4に示すように5つの加速度計およびそのケーブルは、半割にした塩ビパイプ (VP50) に接着剤により固定し、ボーリング孔内に挿入した。

次に、図-3.3.2.5に示すように孔口部分を塞ぎ、グラウトポンプを用いてセメントミルクを注入した。加速度計とともに挿入したパイプからセメントミルクが戻ってきた時点で注入を終了した。

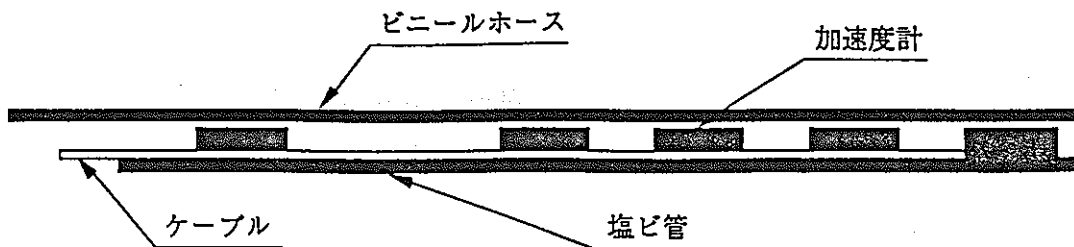


図-3.3.2.4 加速度計の設置状況

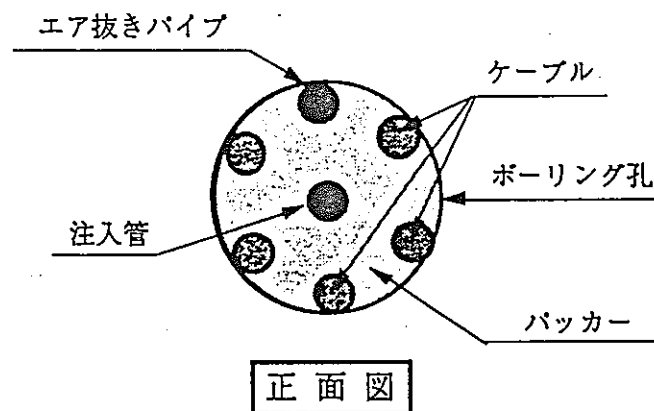
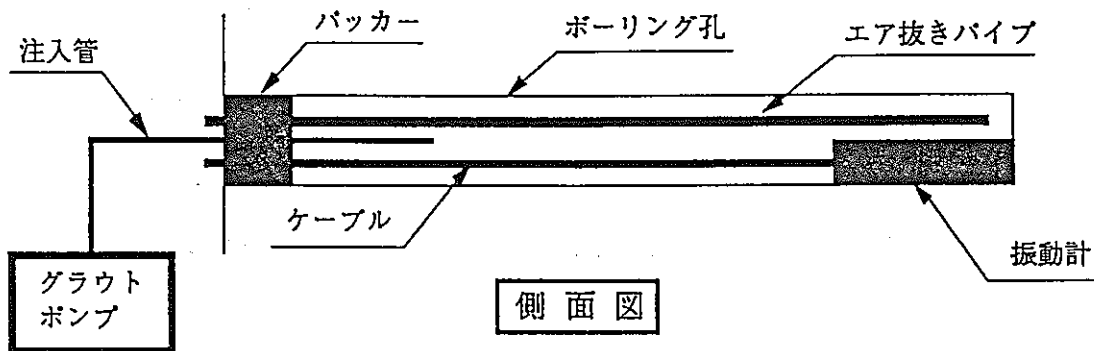


図-3.3.2.5 グラウト方法

3) 測定システム

測定機器の諸元を表-3.3.2.2に示す。また、測定系統図を図-3.3.2.6に示す。

加速度計からの出力信号は、増幅器により適切な大きさに増幅した後、再生可能なようにデジタルデータレコーダーにより磁気テープに収録した。

表-3.3.2.2 測定機器の諸元

名称 型式	製造者	仕様
圧電型加速度計 ADK44Z02F	富士セラミックス	3成分加速度計 最大加速度：10,000G 感度：0.2mV/G 計測周波数範囲：5Hz～10kHz 共振周波数：30kHz以上 プリアンプ内蔵
振動計ユニット UV-05	リオン	最大入力電圧：±4V 周波数範囲：1Hz～15kHz
表示ユニット UV-12	リオン	UV-05用の計測量表示
データレコーダー RX-816	TEAC	チャンネル数：16ch 周波数特性：DC～20kHz サンプリング周波数：48kHz
メモリレコーダー RT2116A08	日本電気三栄	チャンネル数：16ch 入力電圧：0.1～500V/fs データ長：32Kword/ch

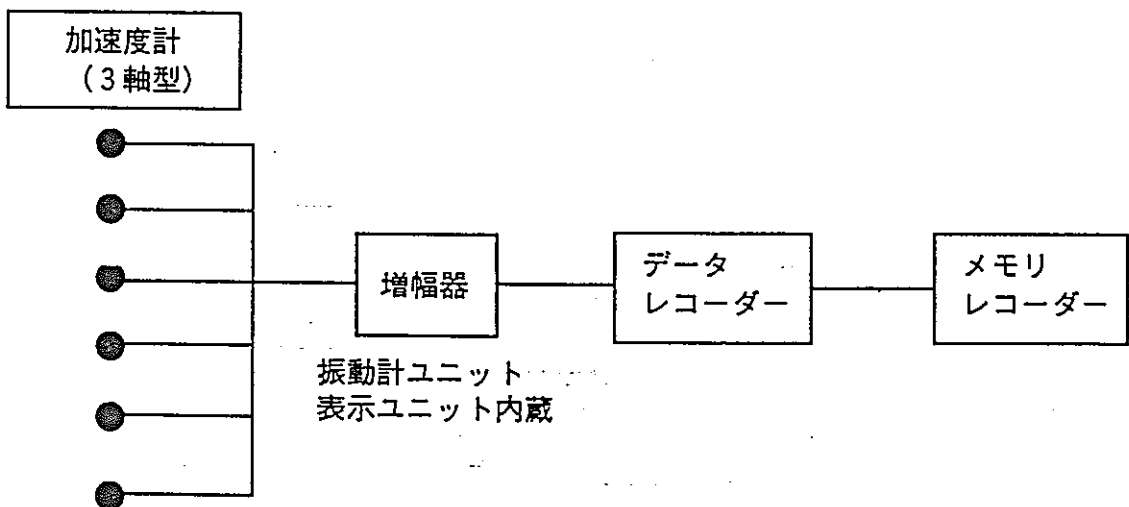


図-3.3.2.6 計測系統図

4) 発破仕様

発破はDS電気雷管を用い、5段の段発により行った。DS雷管の標準秒時は0.25秒である。発破のパターンを図-3.3.2.7に、爆薬数量を表-3.3.2.3に示す。

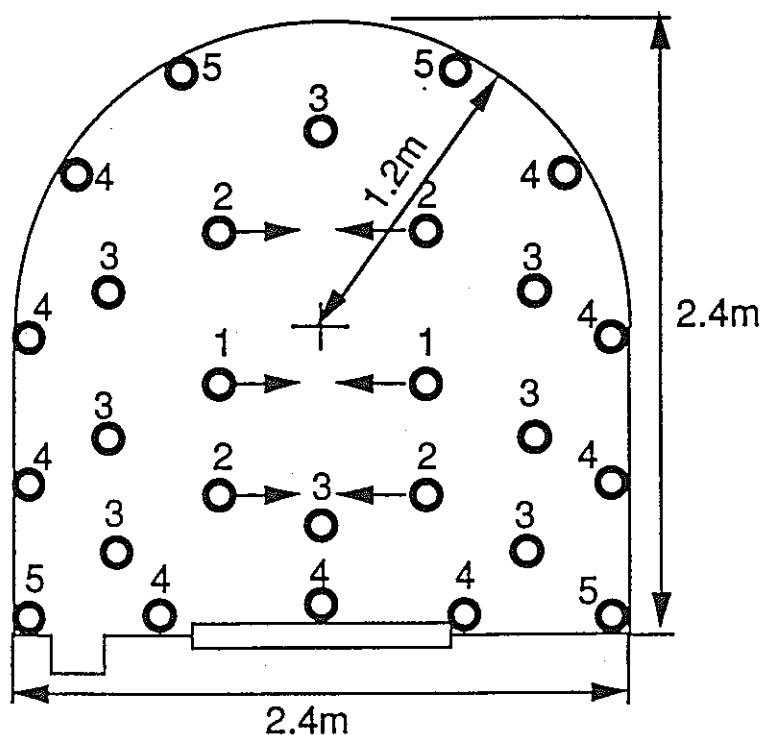


図-3.3.2.7 発破のパターン (数字は段数を示す)

表-3.3.2.3 爆薬数量一覧

段数	孔数	爆薬数量	備考
1段	2	5	3号桐 100g/本 DS雷管 穿孔長1m
2段	4	9	
3段	8	16	
4段	9	19	
5段	4	11	
計	27	60本	

5) 測定手順

坑道は1回の発破で1m掘削し、3回の発破で合計3m掘削した。発破振動の測定も各発破ごとに合計3回実施した。

発破は以下の日時に行われた。

1回目：平成7年9月 4日（月）午前10：25

2回目：平成7年9月11日（月）午前10：10

3回目：平成7年9月18日（月）午前09：51

発破開始前に計測機器を記録状態にして退避所へ移動し、発破後に計測地点に戻って記録を終了した。この間の継続時間は約30分である。

（2）測定結果

データレコーダーに記録された加速度データを再生し、各発破ごとに1段から5段までの加速度の最大値を読み取った。1段から5段までの波形がすべて含まれるように、データレコーダーで発破音を確認し、その時刻より2秒前から5秒間の加速度データを再生した。サンプリング間隔は $20\mu\text{sec}$ （50KHz）とした。

1）加速度の絶対値

加速度が最大値を示す段数における、最も坑道壁面に近い地点（0.5m地点）での加速度波形を各発破ごとにそれぞれ、図-3.3.2.8～図-3.3.2.10に示す。図-3.3.2.10に示す加速度波形は、スケールの関係でノイズが強調されている。図-3.3.2.8によれば、測定した3方向で、同じ時刻で最大値が発生するとは限らない。

各発破ごとの1段から5段までの加速度の最大値を表-3.3.2.4に示す。また、各発破ごとの1段から5段までの波形データを資料集に示す。表-3.3.2.4によれば、第1回目発破の第4段では、坑道軸方向（X方向）で $6,042\text{G}$ （ G は $980\text{cm}/\text{sec}^2$ ）、鉛直方向（Y方向）で $5,013\text{G}$ 、坑道の半径方向（Z方向）で $4,588\text{G}$ の値となった。坑道軸方向の加速度の $6,042\text{G}$ は、合計3回の加速度データの中での最大値であり、今回選定した加速度計の感度（ $0.2\text{mV}/\text{G}$ ）および最大加速度（ $10,000\text{G}$ ）の設定が妥当であったと言える。

2）加速度の最大値と距離の関係

今回は、岩盤内の5地点で発破振動の測定を行ったので、加速度の最大値と距離の関係を求めることができる。図-3.3.2.8の例に示すように、同じ4段であっても波形は1つではなく分離して記録されている。どの発破孔での発破がどの振動波形に対応

するかが判断できないため、ここでは同じ段数の中で加速度計に最も近い孔の孔尻と加速度計位置との直線距離を用いた。

加速度の最大値と距離の関係を図-3.3.2.11～図-3.3.2.13に示す。発破掘削の第1回目（図-3.3.2.11）および第2回目（図-3.3.2.12）によれば、一部の例外はあるが、加速度の最大値は距離が離れるにつれて両対数で直線的に減少する傾向にある。発破掘削の第3回目は、加速度の最大値と距離の間に必ずしも一定の傾向は認められない。

このような関係を評価するにあたり、図-3.3.2.14に示す発破時の切羽位置と測定位置の関係を考慮することが必要である。第2回目の発破では、第1回目の発破による岩盤の損傷が測定結果に影響している可能性がある。第3回目の発破では、第1回目および第2回目の発破による岩盤の損傷が測定結果に影響している可能性がある。また、第3回目の発破では、測定地点横の岩盤は掘削されて空いた状態になっていることも考慮すべきである。

表-3.3.2.4 加速度の最大値一覧

単位(G)

1回目 距離(m)	第1段			第2段			第3段			第4段			第5段		
	x	z	y	x	z	y	x	z	y	x	z	y	x	z	y
0.50	500	840	240	548	1081	315	2284	4958	2118	6042	4588	5013	1130	500	1618
1.00	—	590	170	—	385	111	—	1283	548	—	1689	1743	—	491	722
1.50	130	300	100	136	301	88	421	638	297	567	1046	617	690	513	195
2.00	50	270	50	85	268	34	267	454	225	211	664	167	257	514	76
3.00	70	140	60	25	114	40	244	241	192	39	250	74	64	291	116

(注) 表中の—はデータが欠損していることを示す。

単位(G)

2回目 距離(m)	第1段			第2段			第3段			第4段			第5段		
	x	z	y	x	z	y	x	z	y	x	z	y	x	z	y
0.50	296	1484	712	324	497	498	776	2377	2500	1842	3958	4150	4794	1819	3117
1.00	147	624	254	119	333	253	378	1136	651	662	2170	1391	1538	2032	3540
1.50	181	287	138	124	215	143	664	496	293	924	974	449	675	1591	1373
2.00	86	250	60	83	243	66	483	632	122	515	758	188	569	1392	582
3.00	47	120	88	34	129	64	121	275	96	116	268	99	117	665	173

単位(G)

3回目 距離(m)	第1段			第2段			第3段			第4段			第5段		
	x	z	y	x	z	y	x	z	y	x	z	y	x	z	y
0.50	18	25	23	108	49	142	54	26	40	29	24	39	35	31	23
1.00	34	12	16	95	87	113	41	26	50	48	18	17	37	18	28
1.50	17	14	17	105	79	106	35	27	38	69	22	23	20	16	25
2.00	5	4	4	65	104	52	20	37	25	40	27	7	7	18	13
3.00	5	4	4	63	92	32	21	39	25	19	21	7	7	24	11

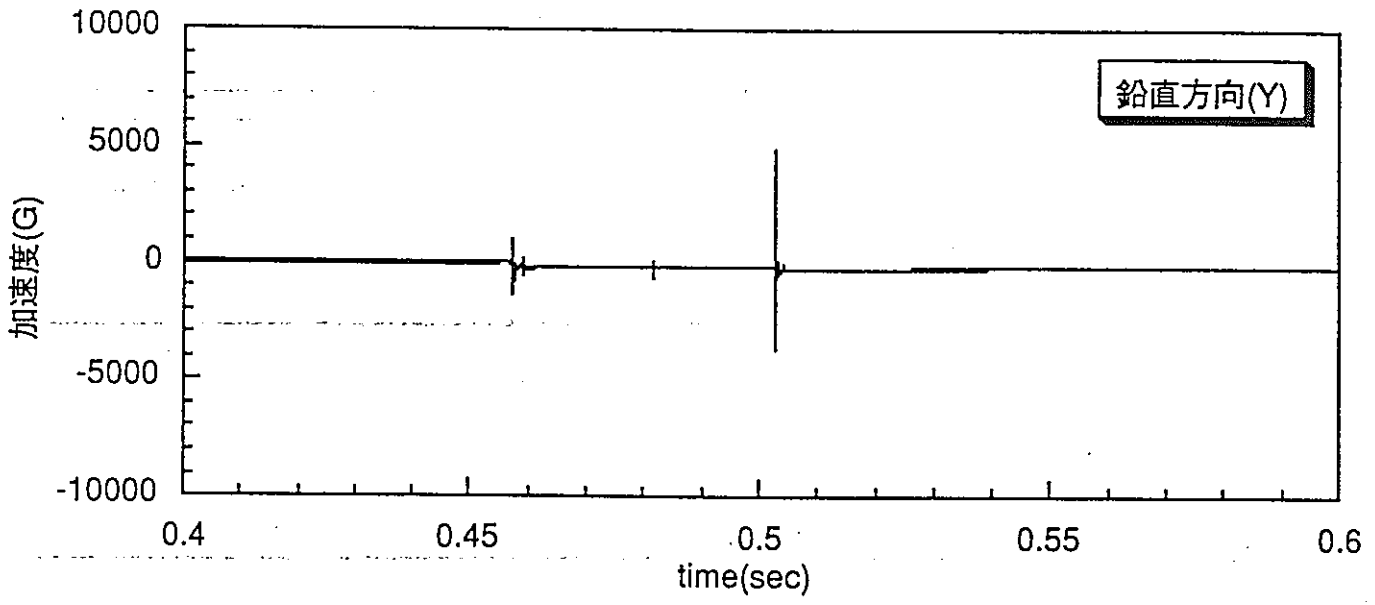
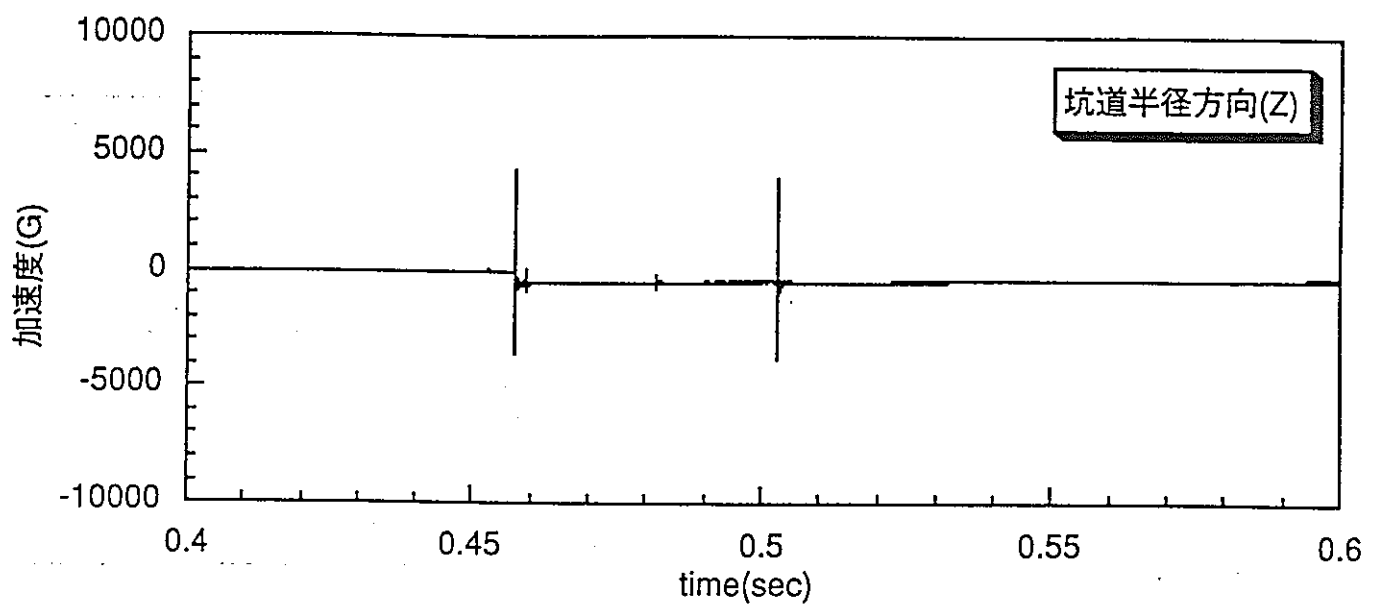
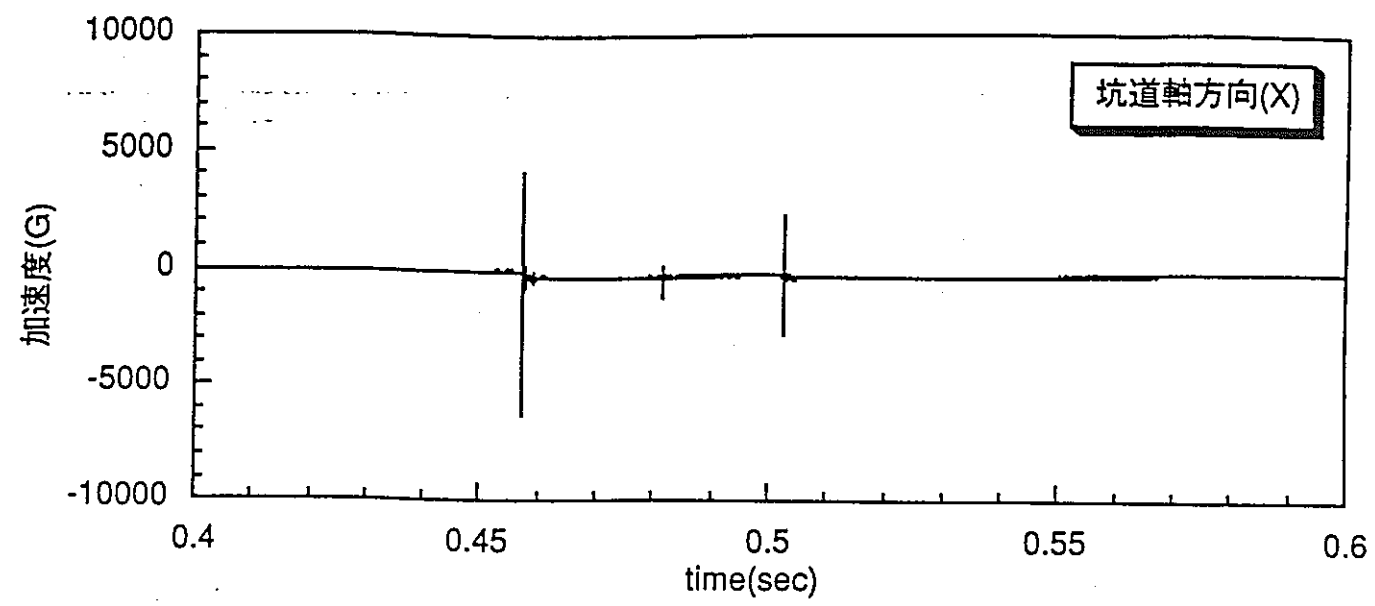


図-3.3.2.8 加速度波形の一例（発破1回目第4段，0.5m地点）

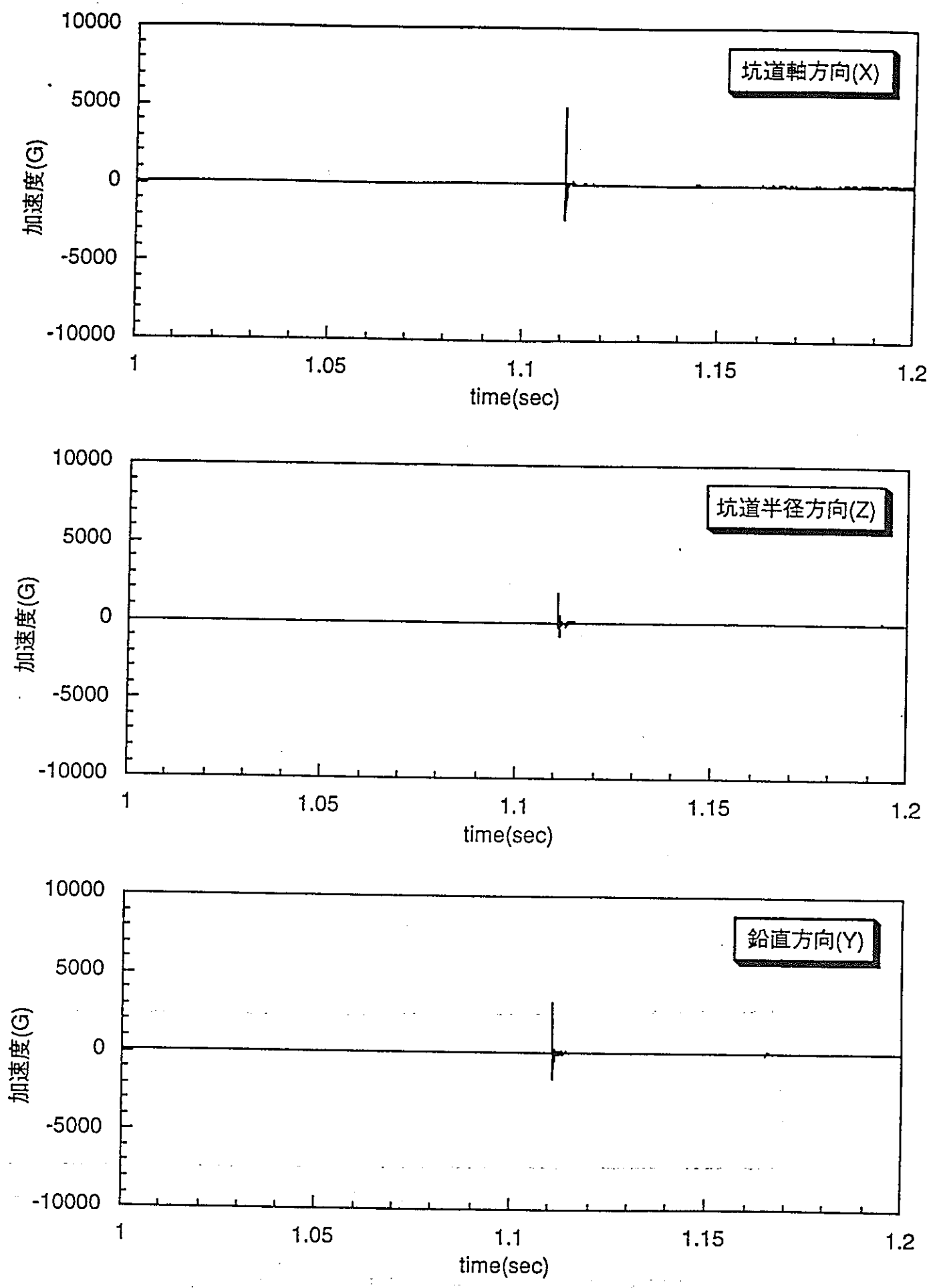


図-3.3.2.9 加速度波形の一例 (発破2回目第5段, 0.5m地点)

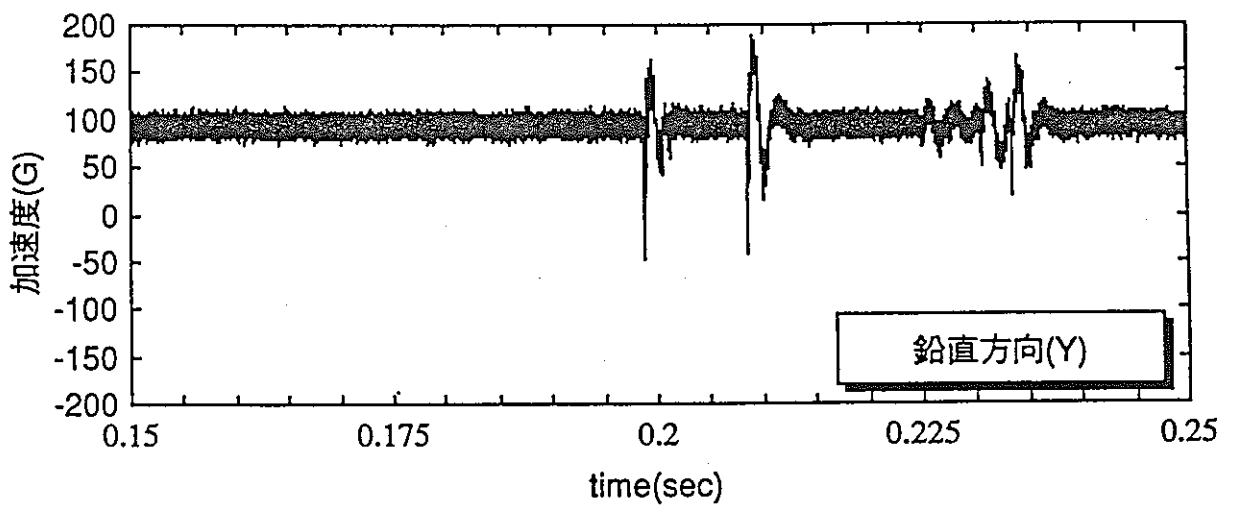
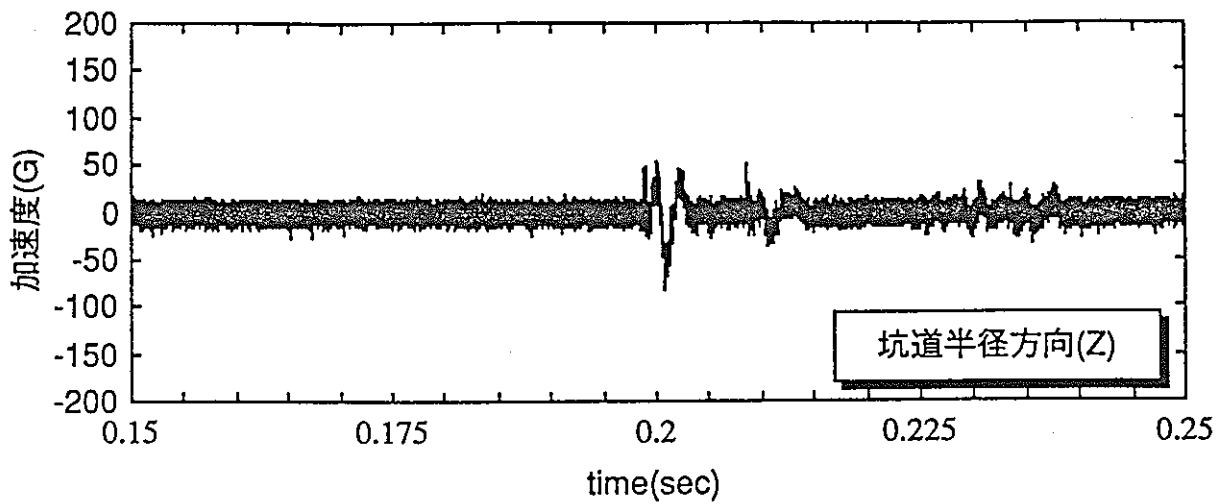
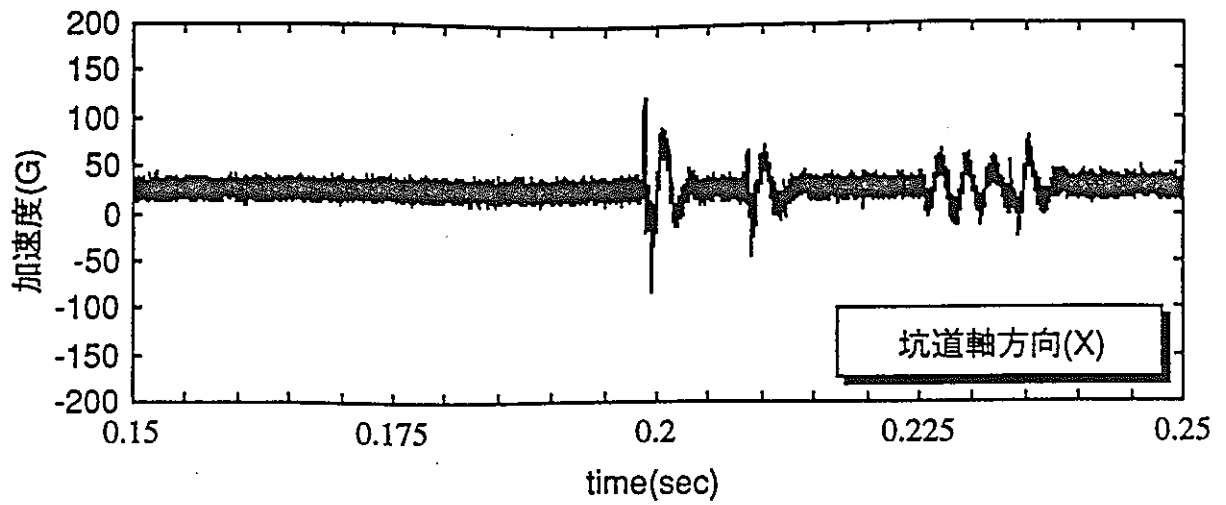


図-3.3.2.10 加速度波形の一例（発破3回目第2段，0.5m地点）

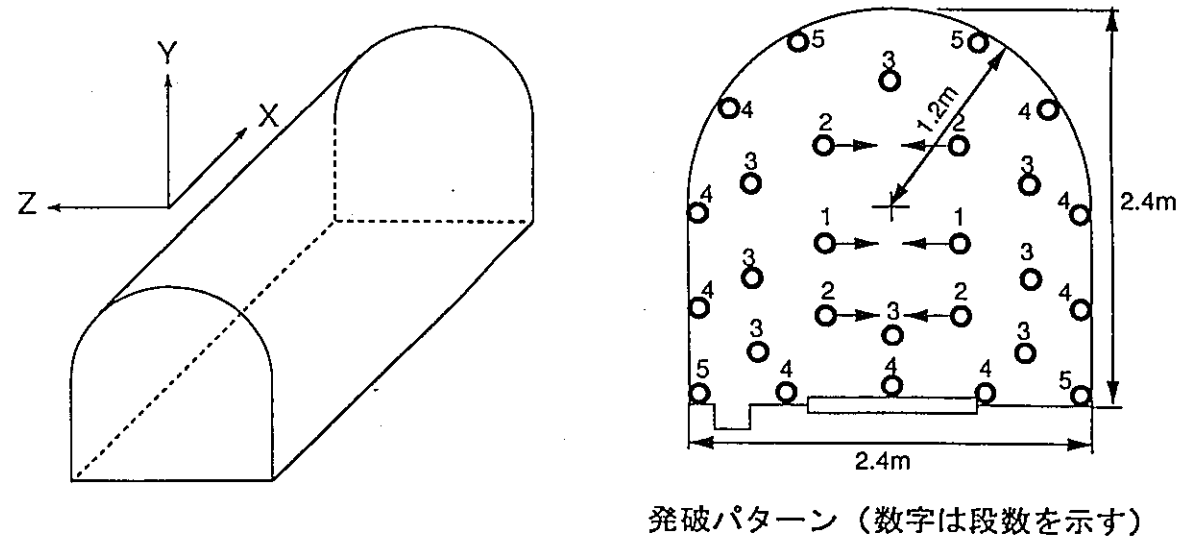
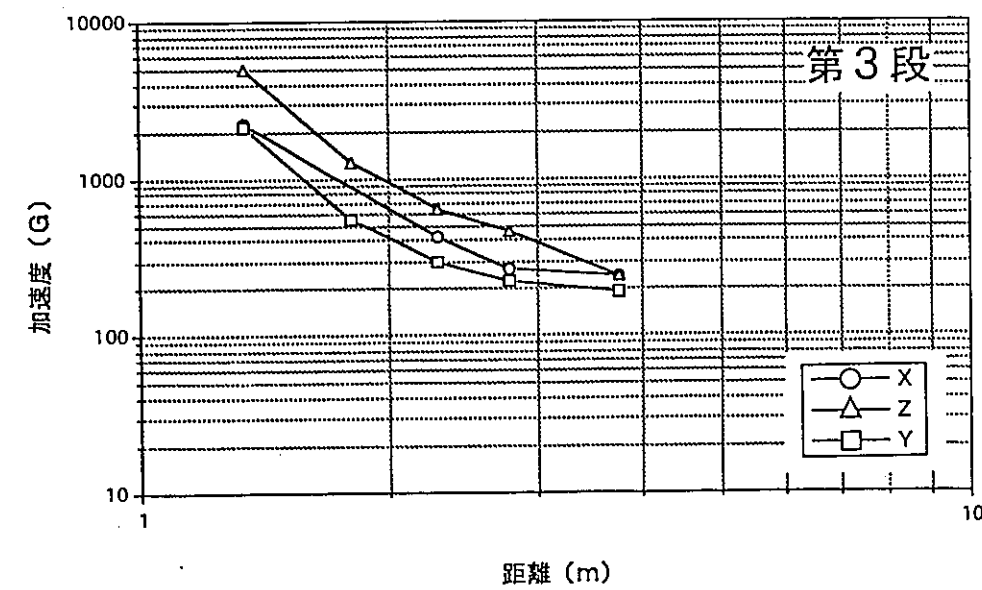
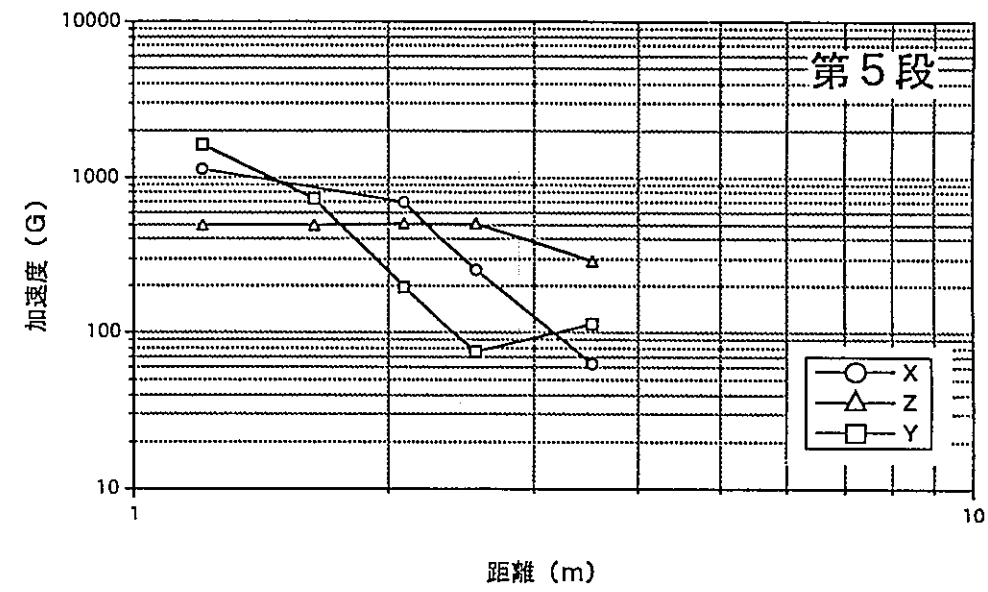
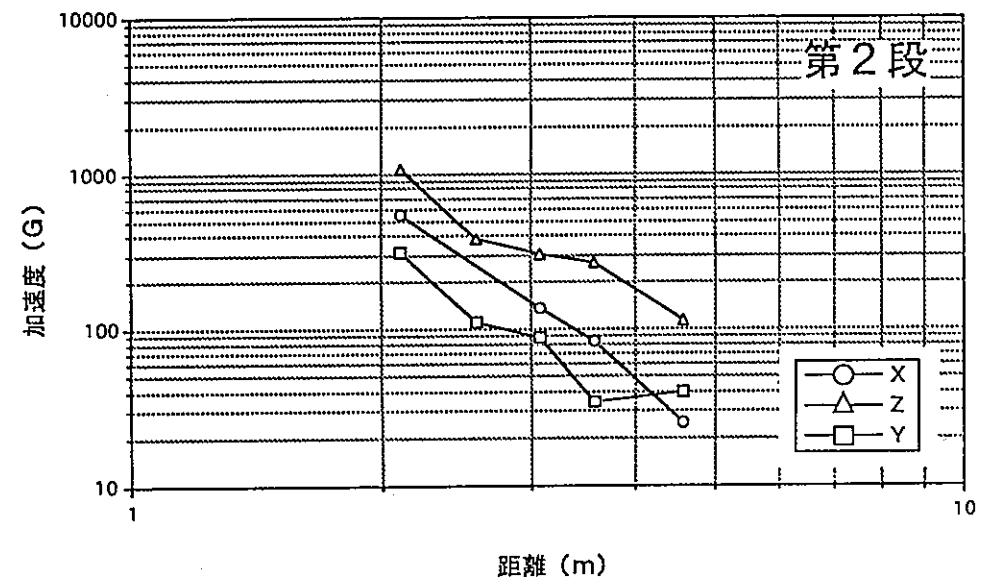
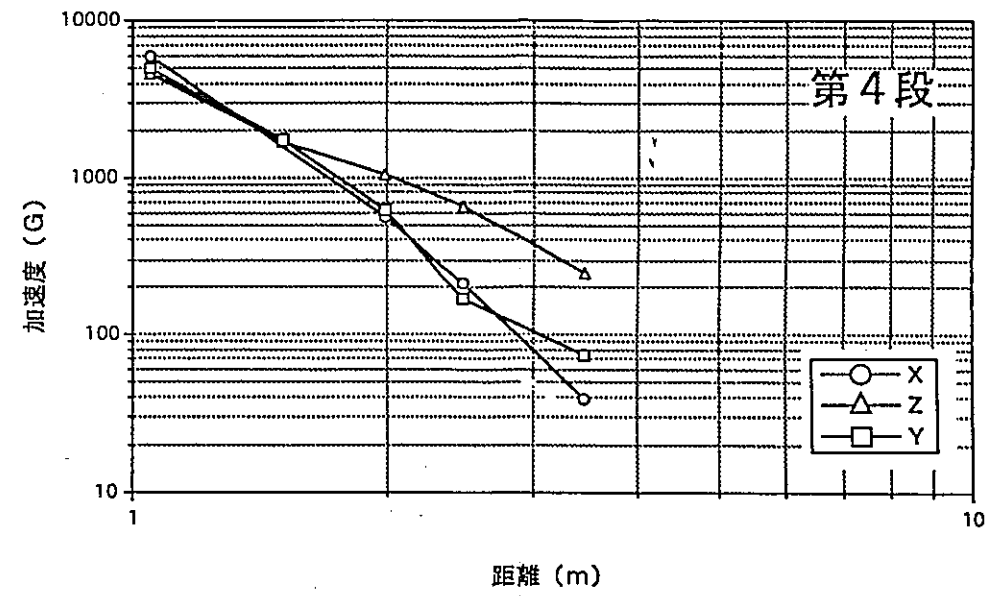
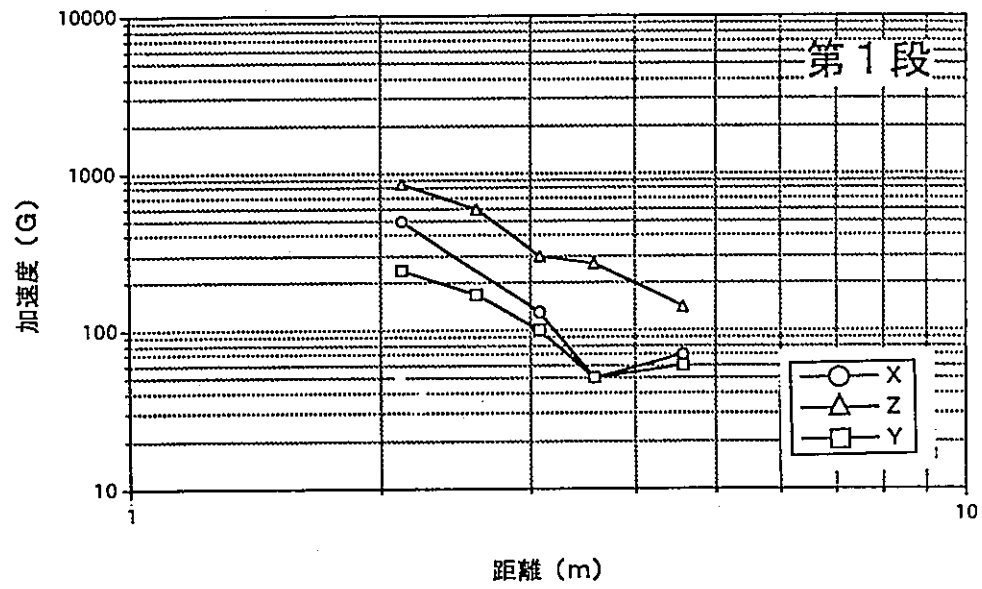
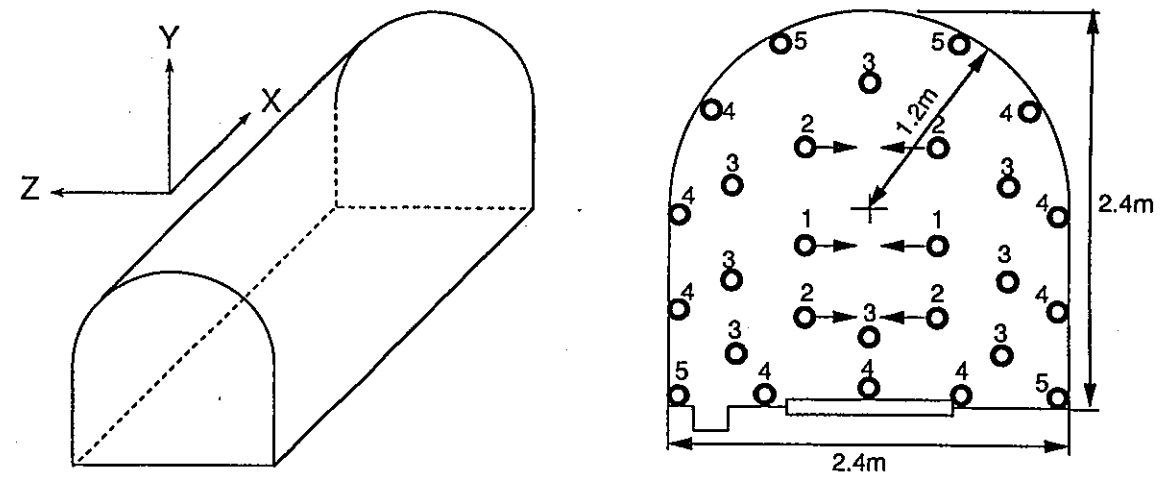
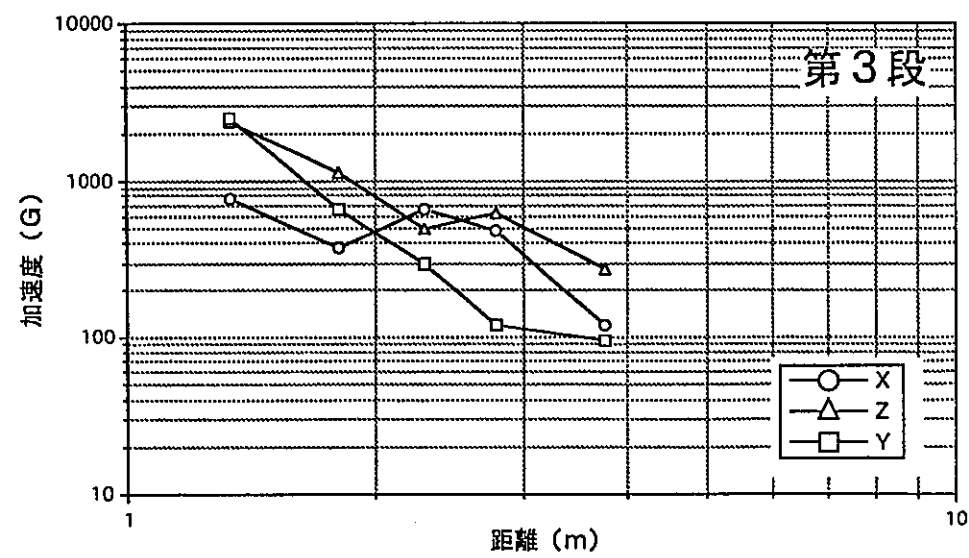
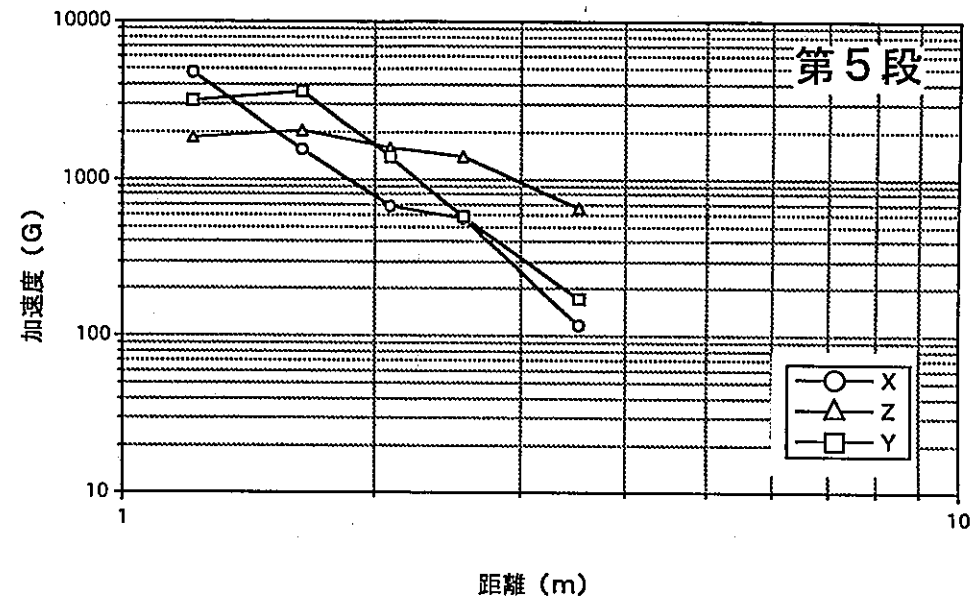
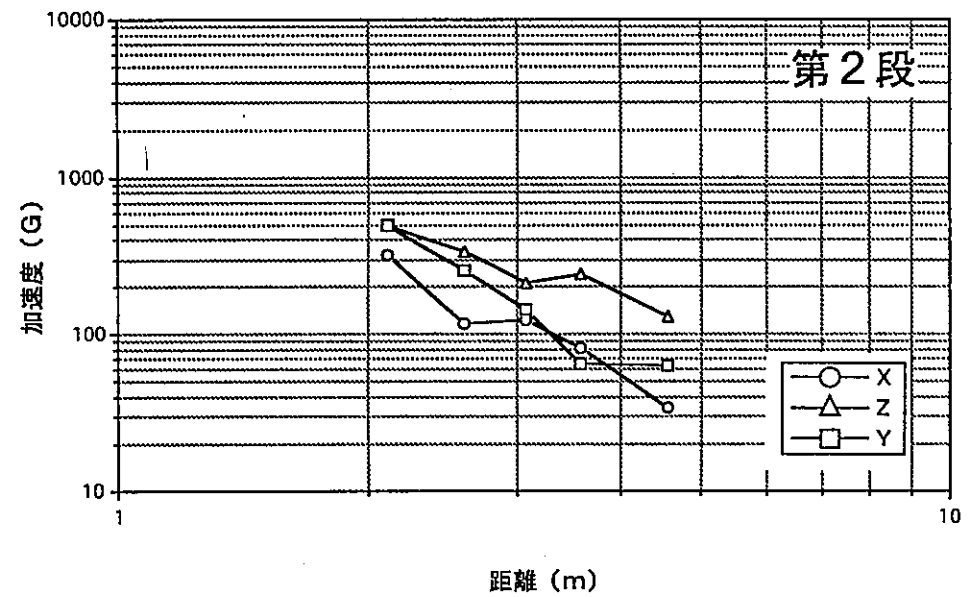
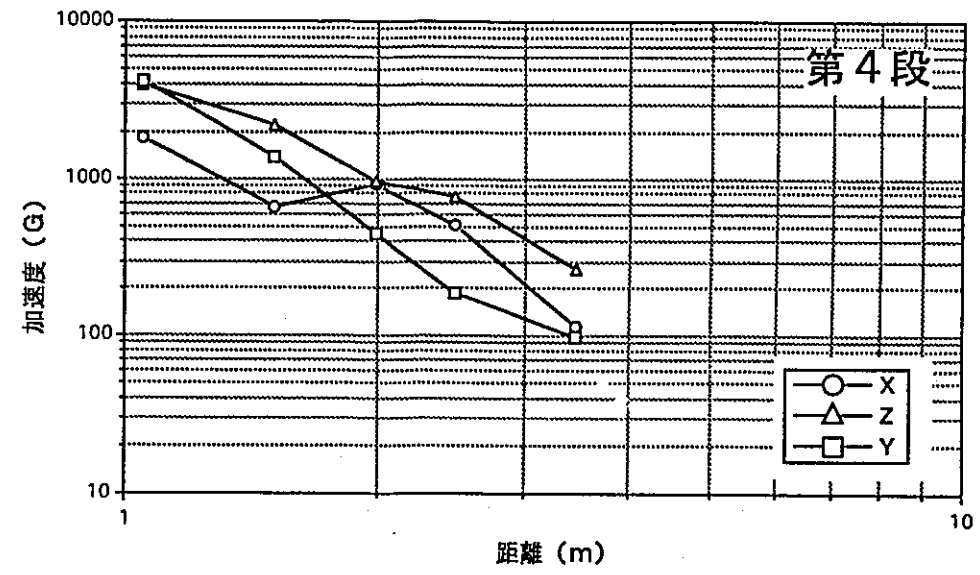
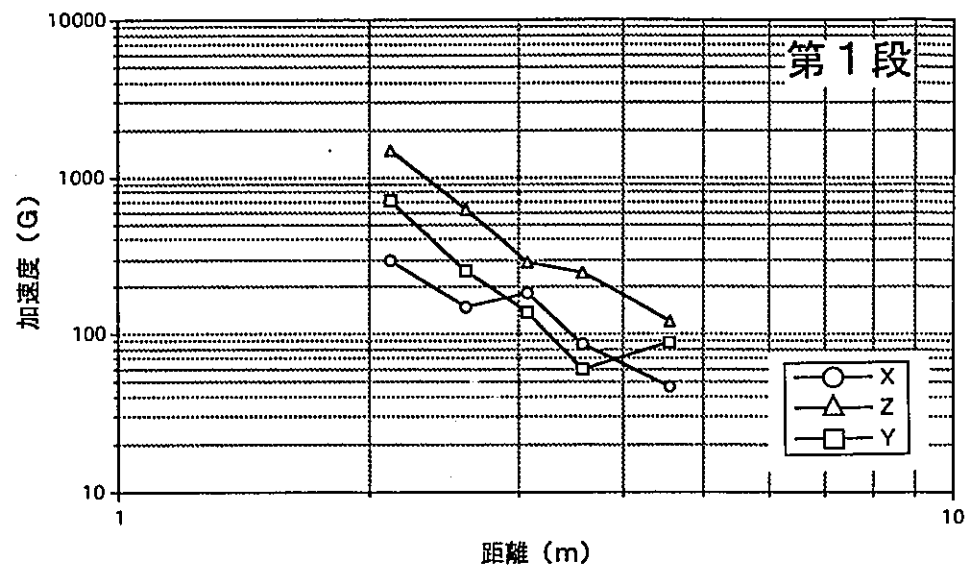


図-3.3.2.11 発破振動測定 (第1回目) 加速度と距離の関係



発破パターン (数字は段数を示す)

図-3.3.2.12 発破振動測定 (第2回目) 加速度と距離の関係

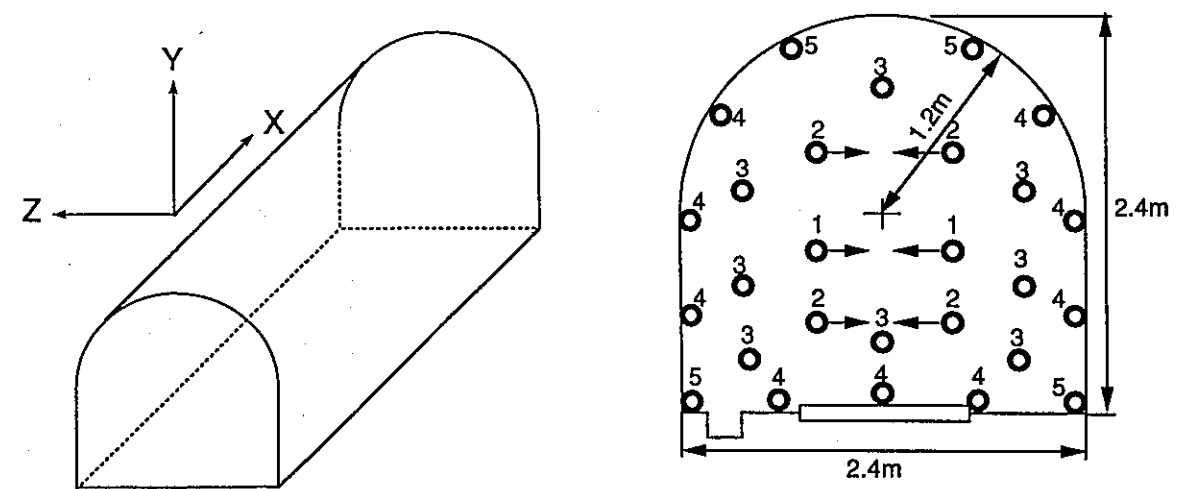
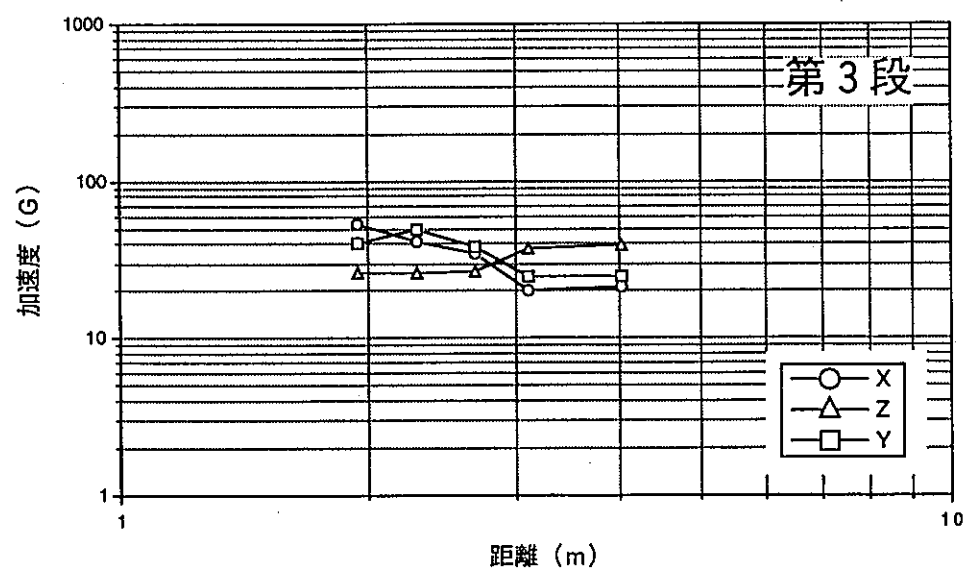
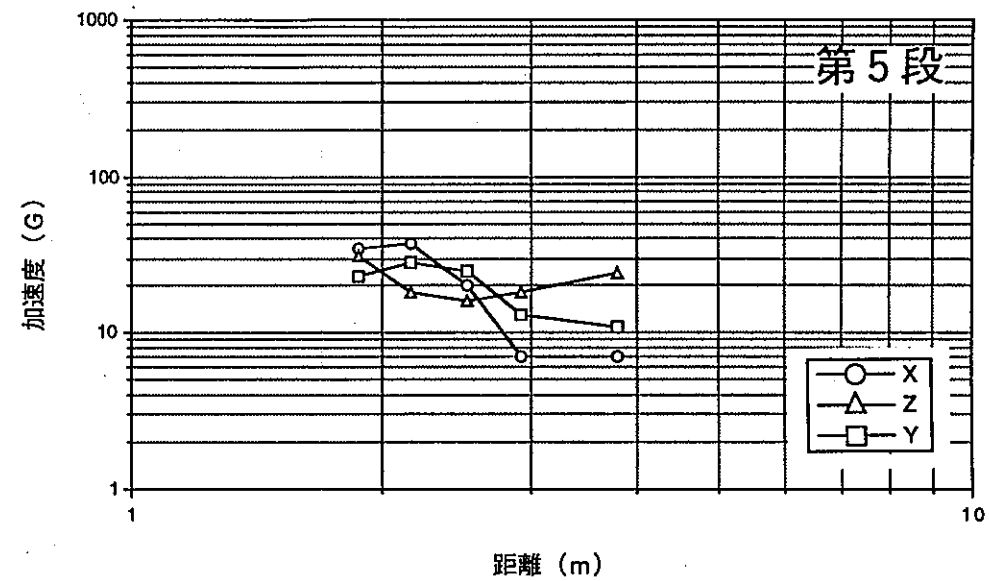
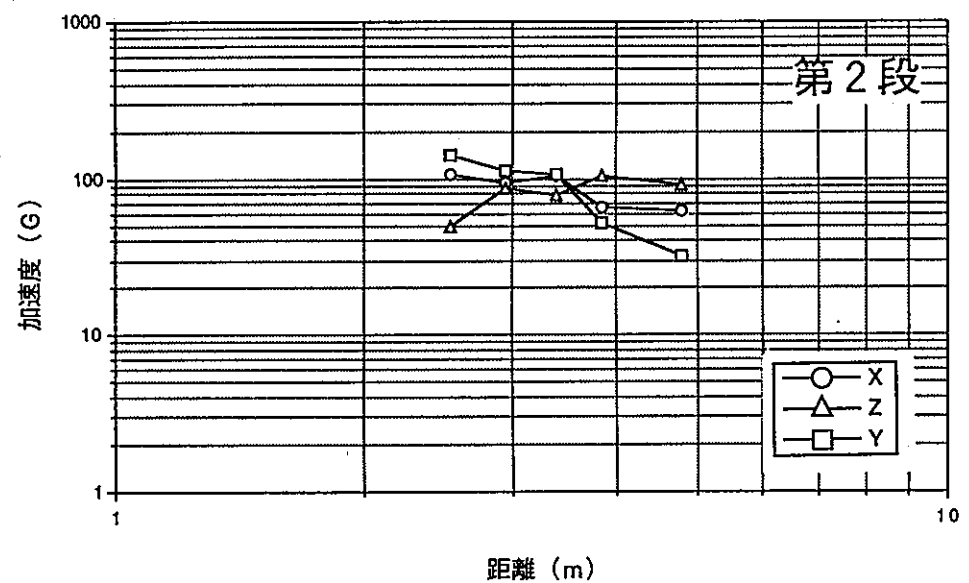
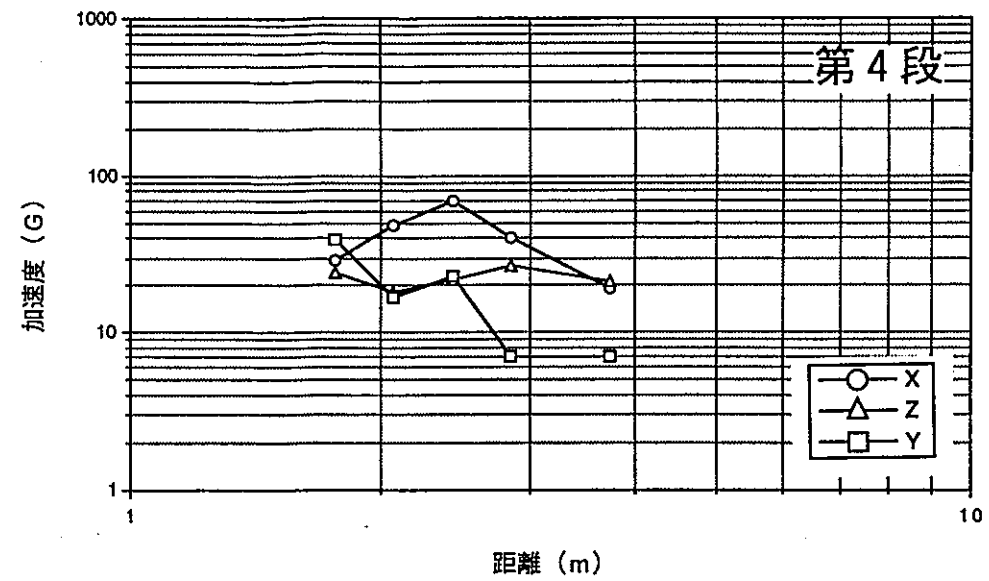
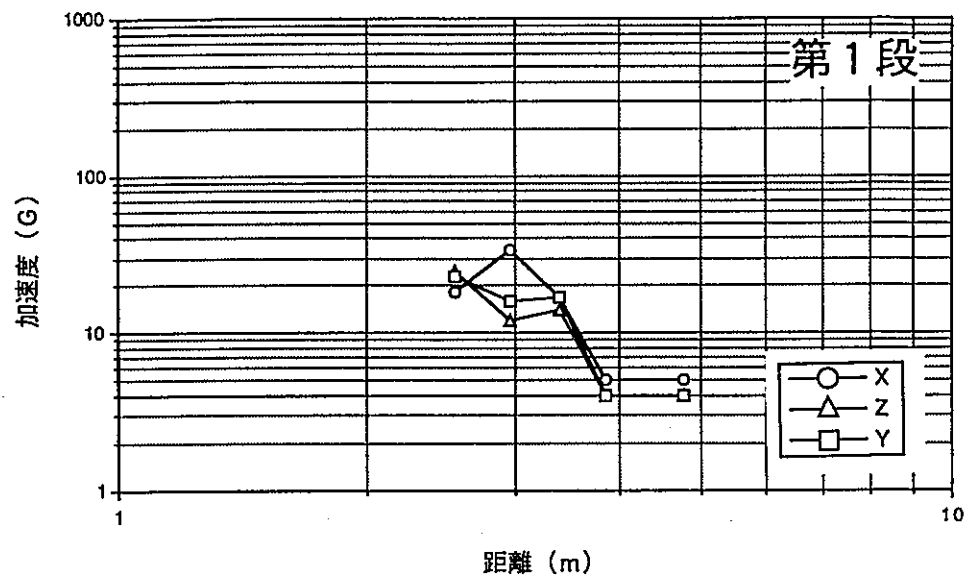


図-3.3.2.13 発破振動測定 (第3回目) 加速度と距離の関係

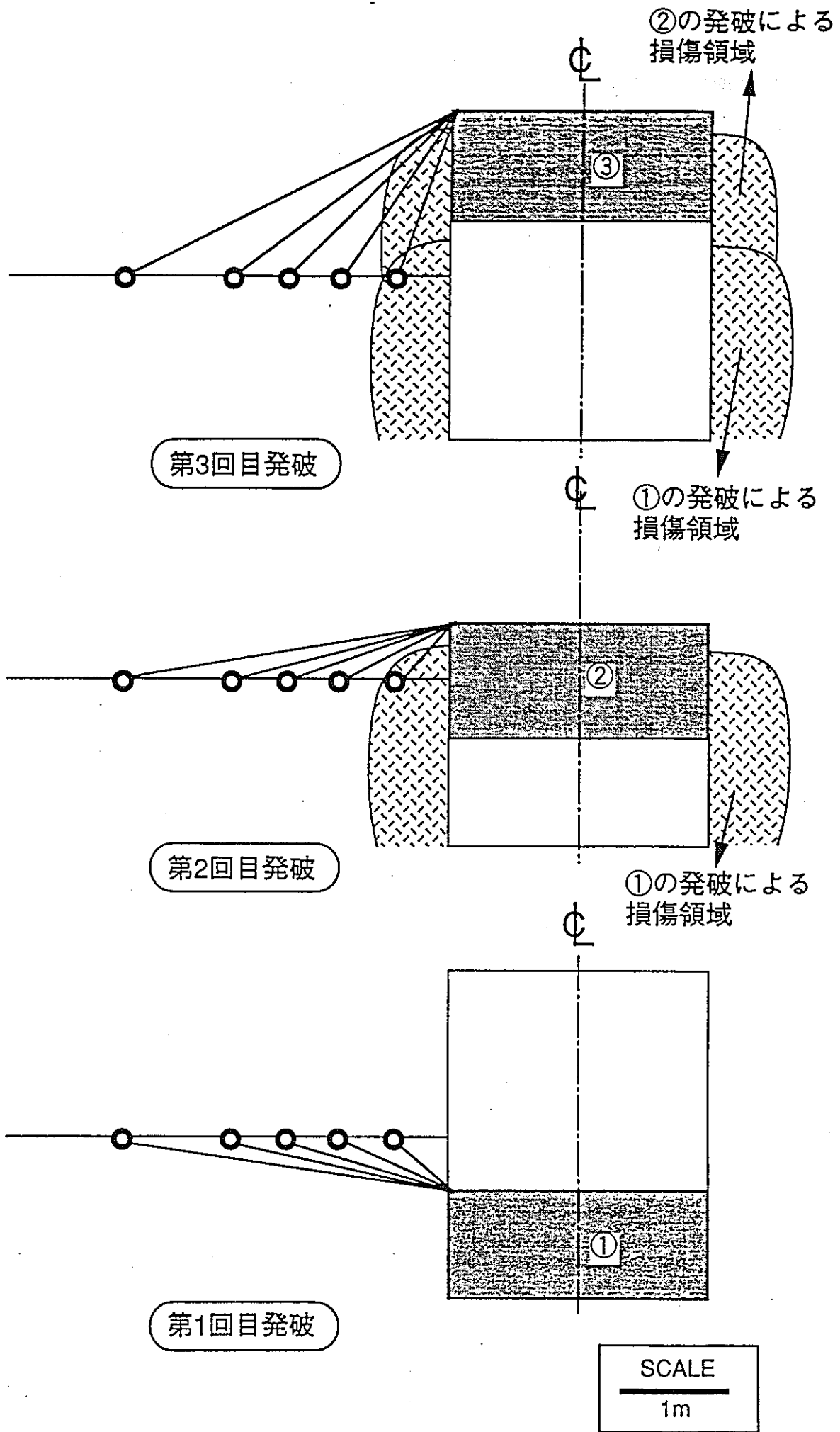


図-3.3.2.14 発破時の切羽位置と振動測定位置の関係

3.3.3 機械掘削時の振動測定

(1) 測定方法

1) 測定機器の仕様と測定位置

今回使用する掘削機械（ミニロードヘッダー）の掘削時の振動に関するデータがないため、掘削機械の振動測定に関する文献調査結果に基づき、機械振動測定用の測定機器の仕様を設定した。

New (1982) は各種の建設機械の振動測定結果をまとめている¹⁾。ここでは、その中で、今回の掘削機械の掘削機構に最も類似していると考えられるシールドマシンの掘削時の振動速度の測定結果を図-3.3.3.1に示す。表-3.3.3.1には、図-3.3.3.1に対応する地点で使用した掘削機械の種類、地盤条件およびトンネル径を示す。

表-3.3.3.1 シールドマシンの掘削時の振動測定結果

地点名	機械の種類	地盤条件	トンネル径(m)
Acton Grange	ベントナイト型シールド機械	氷河時代の堅固な玉石を含む堆積物	2.44
Cardiff Cable Tunnel	全断面のMacAlpine機械	12.5~50MPaの強度を有する赤茶色の泥岩	2.44
Sutton sewer	全断面の小型トンネル掘削機	固結した粘土、地表はシルト質で深部で亀裂を有する	1.2

発破振動測定では加速度計を使用したもので、対比の意味で、機械掘削時にも加速度計により測定を行うこととした。

振動源から最も近い0.5m地点での岩盤側の振動加速度を推定するため、図-3.3.3.1の回帰直線を外挿し、周波数を発破振動時の半分の $f = 500\text{Hz}$ と仮定して、

$$a = 2\pi f \cdot v \quad (a: \text{加速度}(\text{cm}/\text{sec}^2), f: \text{周波数}(\text{Hz}), v: \text{振動速度}(\text{cm}/\text{sec}))$$

の式により、振動速度から加速度を求めた。

この結果、Acton Grange sewerでは約10G、Cardiff cable tunnelでは約250G、Sutton sewerでは約0.4Gの加速度値を得た。ここで、Cardiff cable tunnelでの岩盤は、強度が12.5~50MPaと高く、今回の掘削の対象とする岩盤とは性状が異なるため参考値とした。したがって、今回の測定では、最大加速度として10~15G程度の加速度を測定

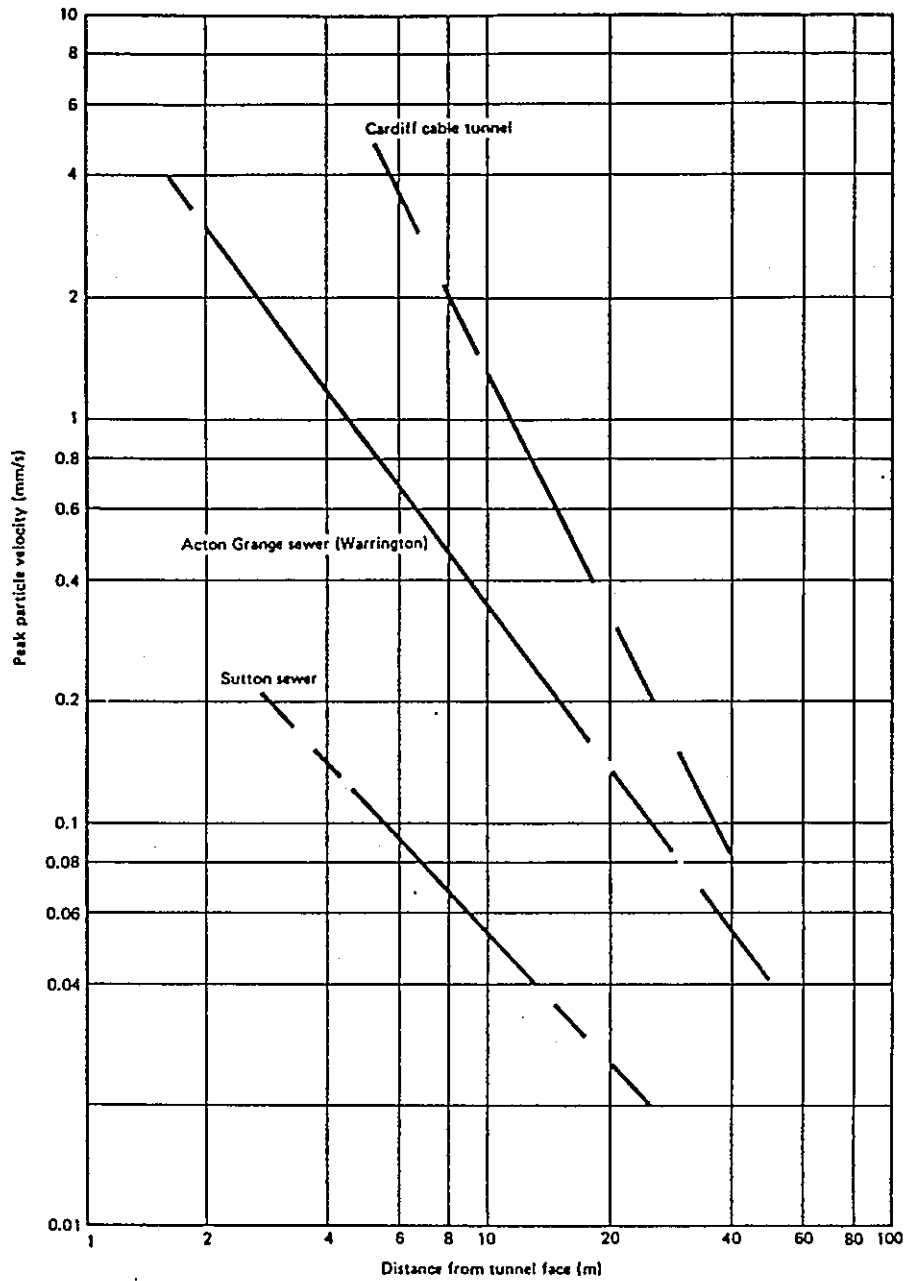


図-3.3.3.1 シールドマシン掘削時の岩盤側の振動速度と距離の関係

できるような加速度計を使用することとした。

機械掘削時の岩盤の加速度の測定方向は、発破振動測定の場合と同様に坑道軸方向、鉛直方向、坑道の半径方向の3方向とした。また、機械振動測定用の試錐孔MC-1孔（ ϕ 66mm、長さ11.6m）内に測定点を設けた。また、岩盤側の振動測定と併せて、機械側の振動についても測定した。

機械掘削時の振動測定位置を図-3.3.3.2に示す。また、加速度計の岩盤側の設置位置を図-3.3.3.3に、機械側の設置位置を図-3.3.3.4に示す。

2) 測定機器の設置方法

岩盤側の測定機器の設置方法は、発破振動測定の場合と同様であるので省略する。ここでは、機械側の測定機器の設置方法を述べる。

機械側の加速度計は、掘削中に回転するカッタードラムに設置することはできないため、図-3.3.3.4に示す減速機上に接着剤にて設置した。減速機はカッタードラムと一体化しているため、岩盤掘削時のカッタードラムの振動を測定することができる。

3) 測定システム

測定機器の諸元を表-3.3.3.2に、測定系統図を図-3.3.3.5に示す。加速度計からの出力信号は、増幅器により適切な大きさに増幅した後、再生可能なようにデジタルデータレコーダーにより磁気テープに収録した。

機械に取り付けた加速度計は岩盤側の加速度計と同期させ、同時刻の加速度データが測定できるようにした。

4) 機械掘削の仕様

振動測定時の掘削工程（実績）を図-3.3.3.7に示す。測定時には掘削状況をビデオに記録し、切羽におけるカッタードラムの位置を図-3.3.3.6に示す番号で記録した。

平成7年10月23日	掘削区間4.0～5.0m
10月24日	掘削区間5.0～6.0m
10月25日	掘削区間6.0～7.8m
10月26日	掘削区間7.8～8.2m
10月27日	掘削区間8.2～9.0m

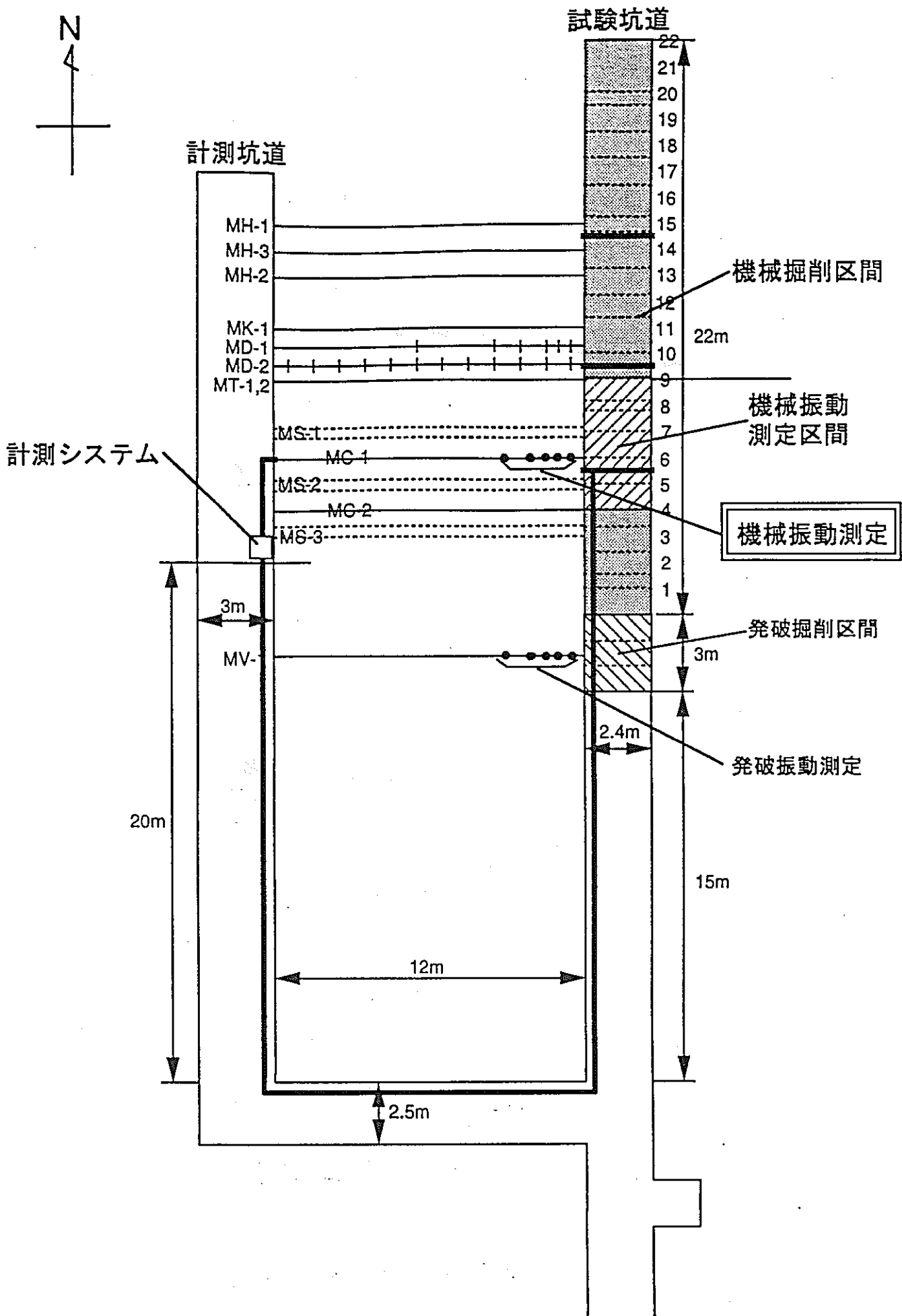


図-3.3.3.2 機械掘削時の振動測定位置

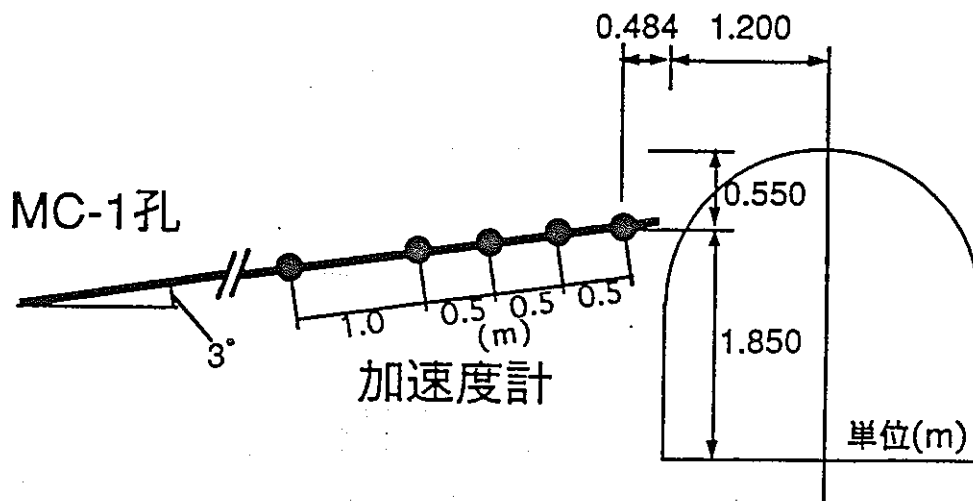
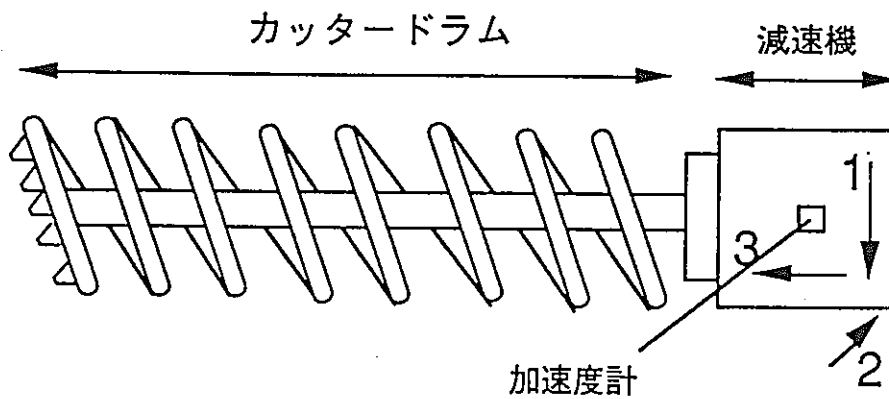


図-3.3.3.3 岩盤側の加速度計の設置位置



平面図（上から見下ろした方向）

- 1：左右方向
- 2：上下方向
- 3：カッタードラム軸方向

図-3.3.3.4 機械側の加速度計の設置位置

表-3.3.3.2 測定機器の諸元

名称 型式	製造者	仕様	備考
圧電型加速度計 707	TEAC	1成分加速度計 最大加速度：15G 感度：100mV/G 計測周波数範囲：3Hz～14kHz 共振周波数：約30kHz プリアンプ内蔵	岩盤振動測定用 X,Y成分
圧電型加速度計 706	TEAC	1成分加速度計 最大加速度：25G 感度：100mV/G 計測周波数範囲：3Hz～14kHz 共振周波数：約32kHz プリアンプ内蔵	岩盤振動測定用 Z成分
圧電型加速度計 PV-93	リオン	3成分加速度計 最大加速度：10G 感度：1V/G 計測周波数範囲：1Hz～8kHz 共振周波数：約35kHz	機械振動測定用
振動計ユニット UV-05	リオン	最大入力電圧：±4V 入力インピーダンス：100KΩ 周波数範囲：1Hz～15kHz	岩盤振動測定用
表示ユニット UV-12	リオン	UV-05用の計測量表示	岩盤振動測定用
バッテリーユニット BP-07	リオン	振動計ユニット用乾電池 ボックス 単2形乾電池8個	機械振動測定用
データレコーダー RX-816	TEAC	チャンネル数：16ch 周波数特性：DC～20kHz サンプリング周波数：48kHz	岩盤振動測定用
データレコーダー RD-120TE	TEAC	チャンネル数：2～4ch 周波数特性：DC～20kHz サンプリング周波数：48kHz	機械振動測定用
メモリレコーダー RT2116A08	日本電気三栄	アナログ入力数：16ch 入力電圧：0.1～500V/fs データ長：32Kword/ch	

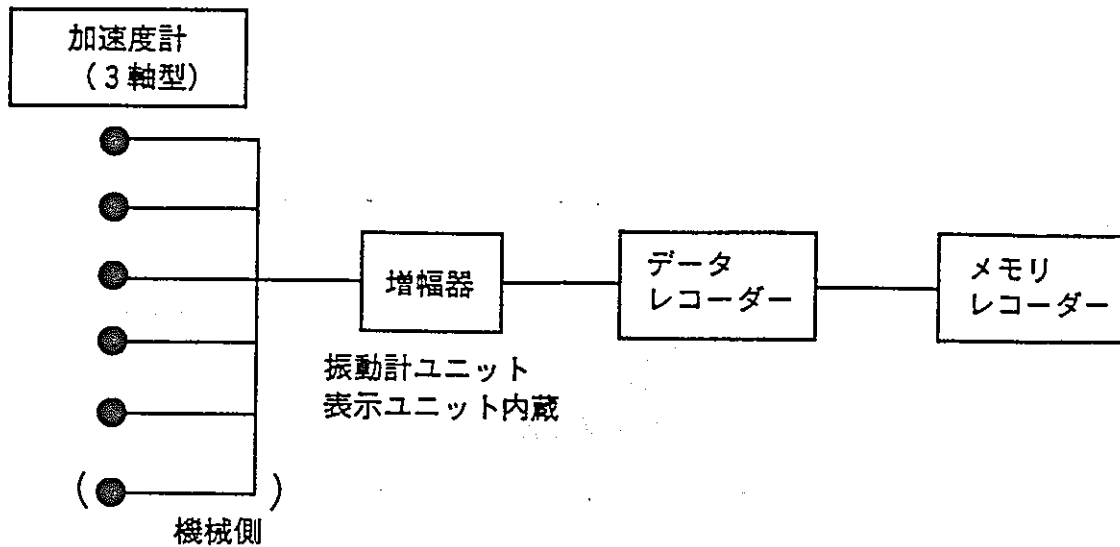


図-3.3.3.5 測定系統図

5) 測定手順

機械掘削時の振動測定では、カッタードラムがどの時刻に切羽のどの場所を掘削したかが重要である。このため、掘削状況をビデオで撮影し、切羽におけるカッタードラムの位置を図-3.3.3.6に基づいて記録した。測定のために特別な掘削手順は取らず、原則として、できるだけ実際に近い掘削手順で連続的に掘削を行った。

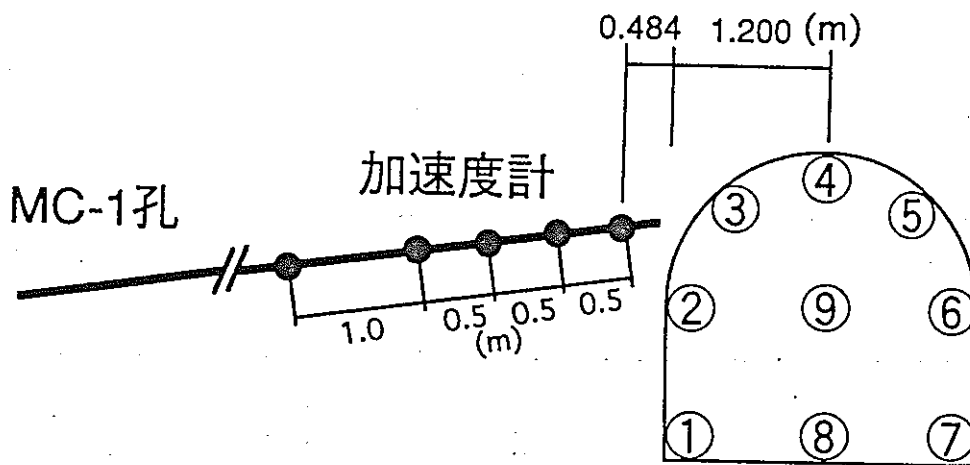


図-3.3.3.6 切羽におけるカッタードラムの位置

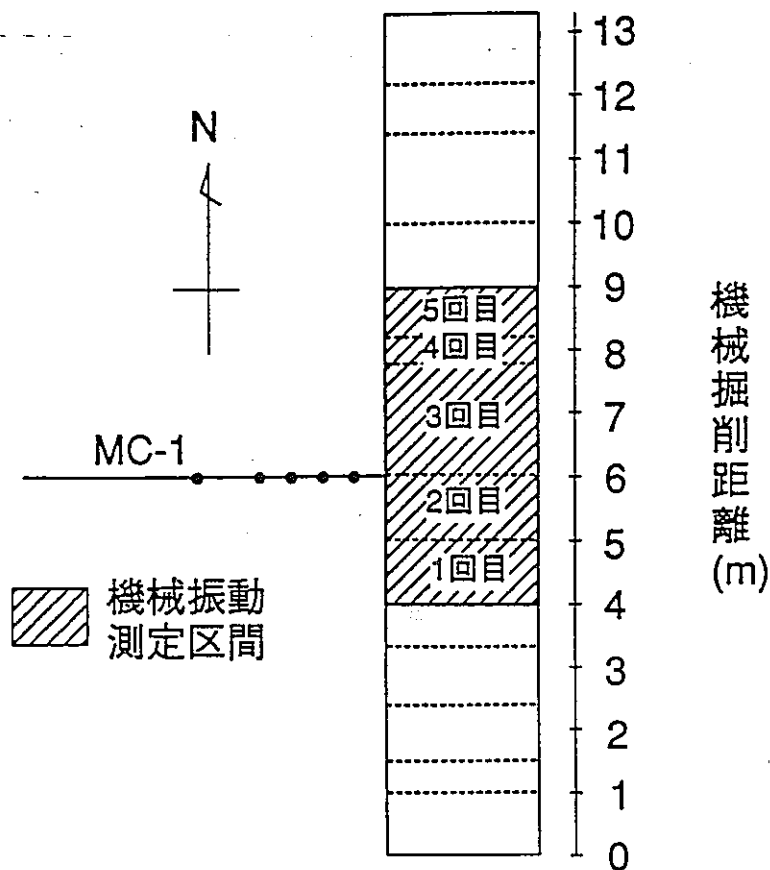


図-3.3.3.7 振動測定時の掘削工程 (実績)

(2) 測定結果

データレコーダーに記録された岩盤および機械の加速度データを再生し、加速度の最大値を読み取った。サンプリング間隔は $100\mu\text{sec}$ (10KHz) とし、1秒間の波形データを出力した。

1) 加速度波形

機械掘削時の岩盤の加速度波形の一例を、これに対応する同時刻の機械の加速度波形と併せて図-3.3.3.8に示す。カッタードラムの切羽での位置は②である。発破振動が衝撃的に発生するのに対し、機械掘削時の振動は断続的であることが分かる。

5回の計測における加速度の最大値を、切羽におけるカッタードラムの位置と対応させて資料集に一覧表として示す。また、掘削工程に対応した機械および岩盤における加速度の波形データを資料集に示す。

計測された加速度のうち、最も大きいのは2.5G (第3回目、切羽位置②) であり、発破振動と比較すると3オーダー小さい。

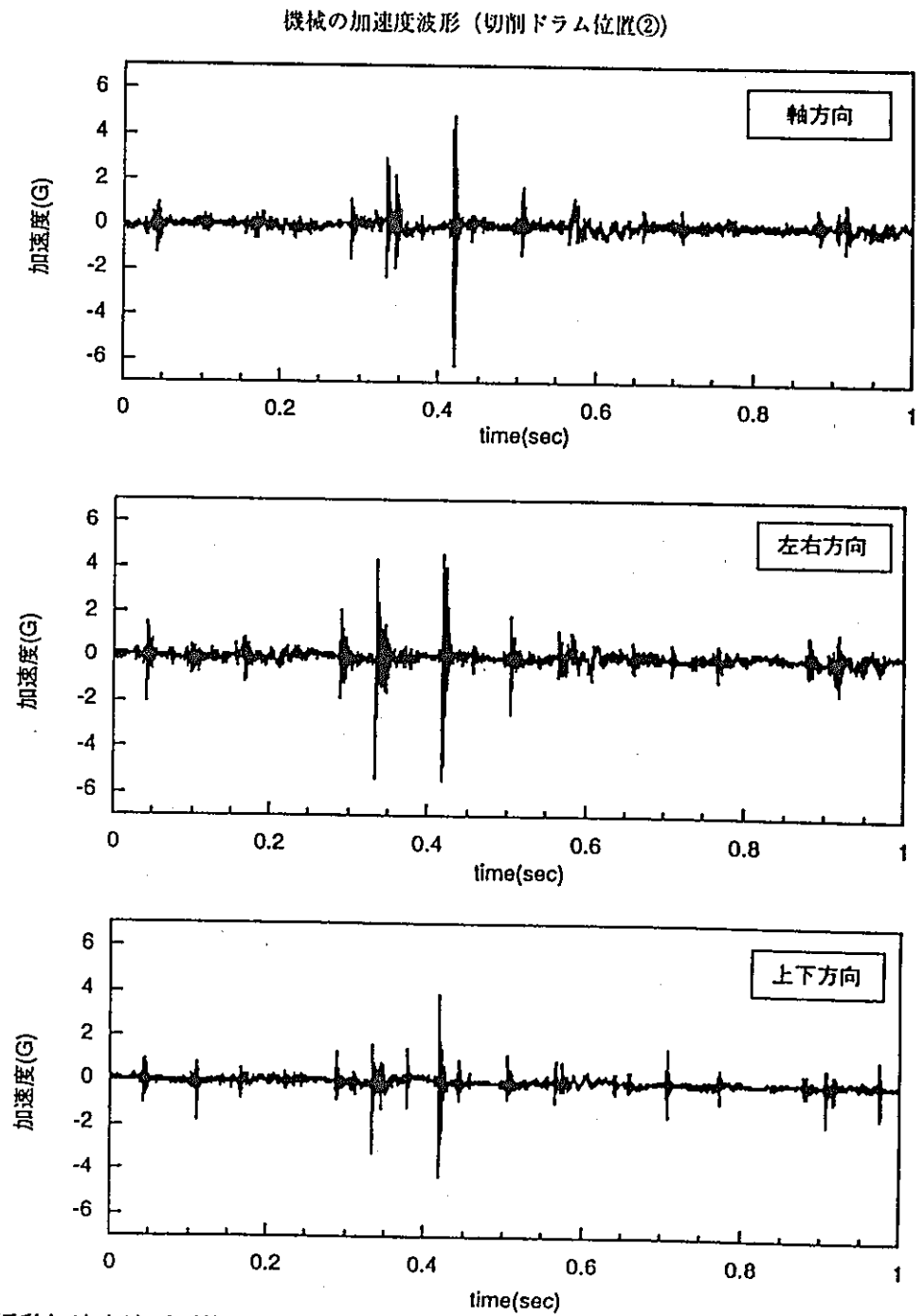
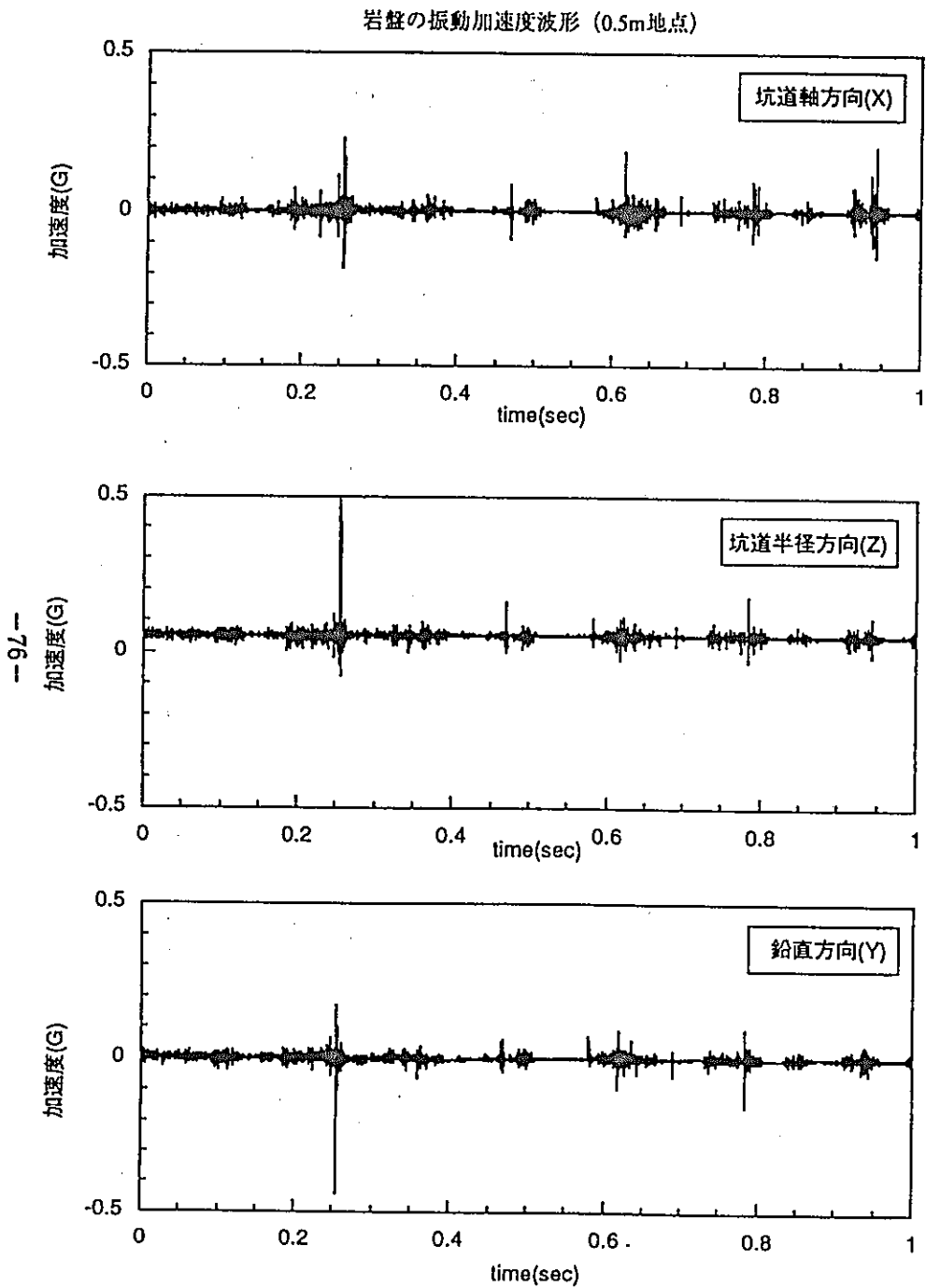


図-3.3.3.8 機械掘削時の振動加速度波形 (第2回目測定)

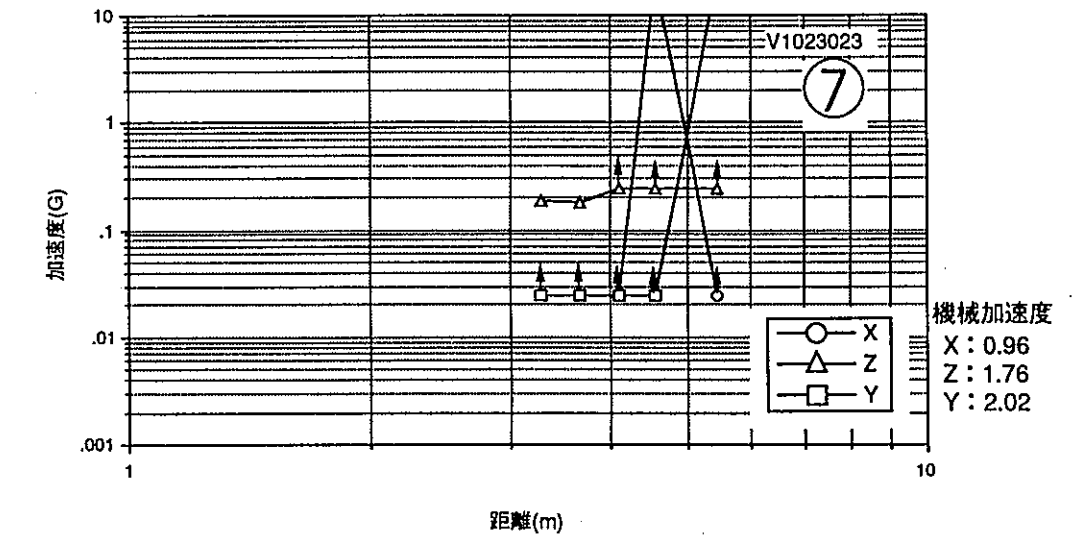
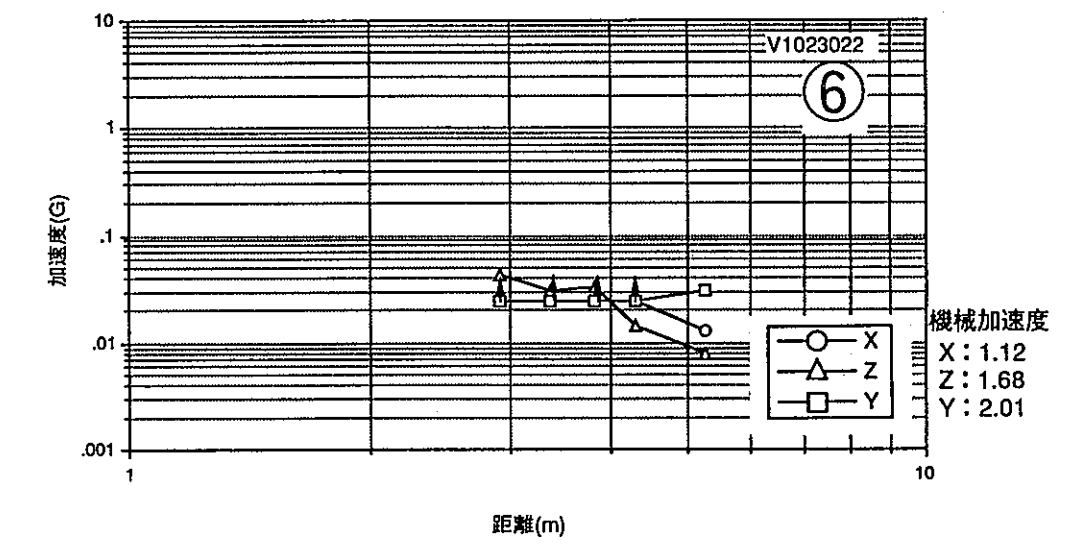
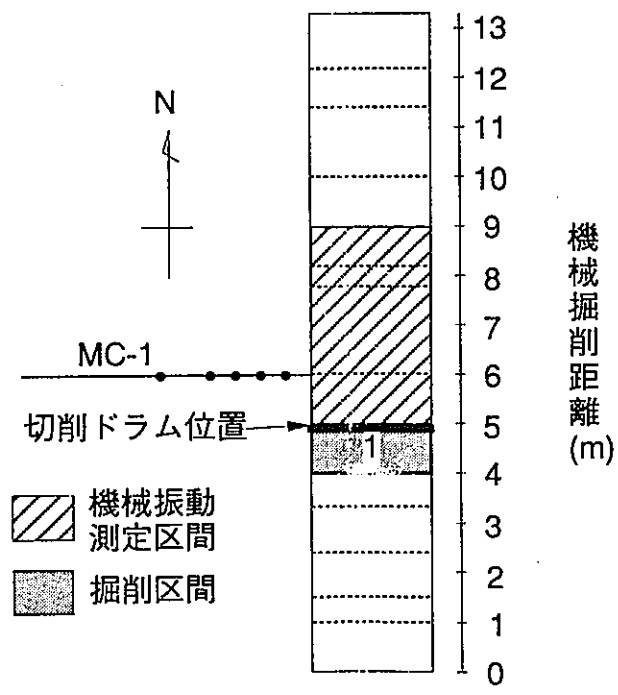
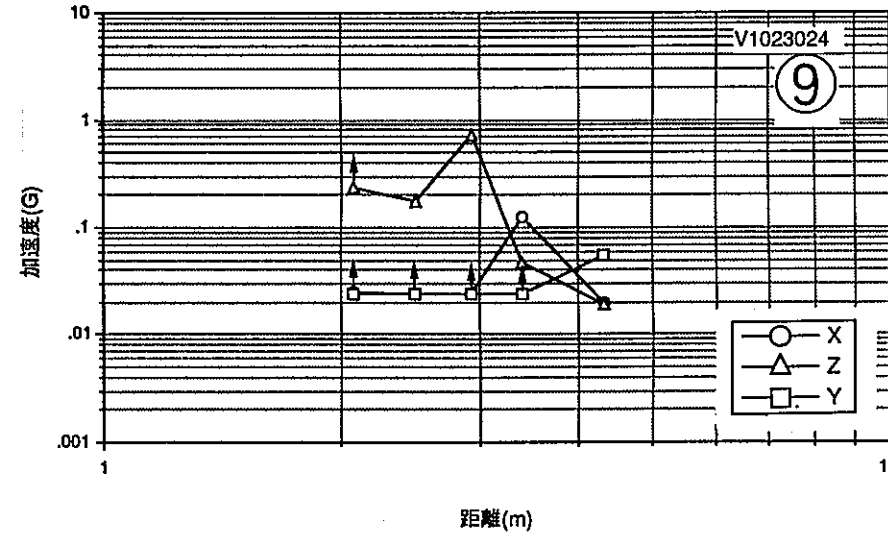
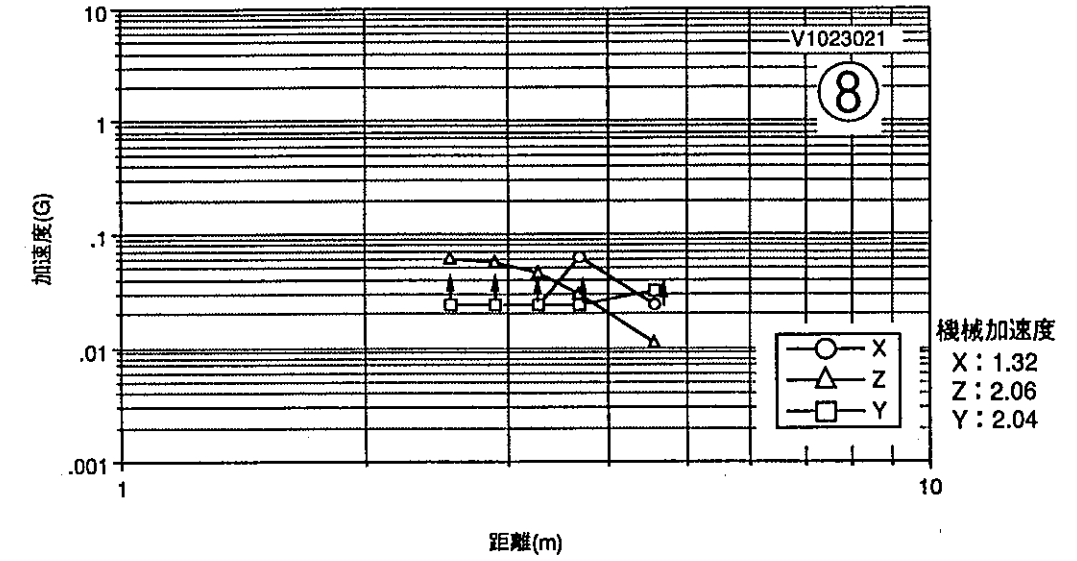
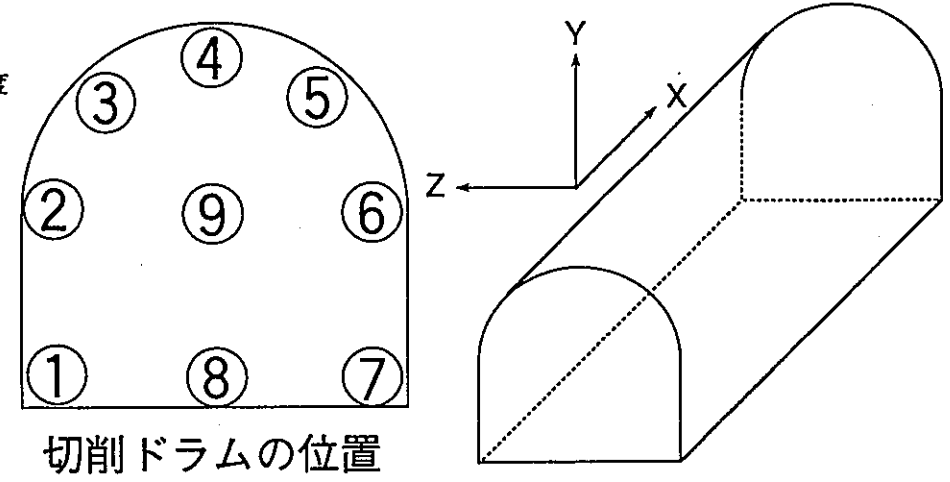
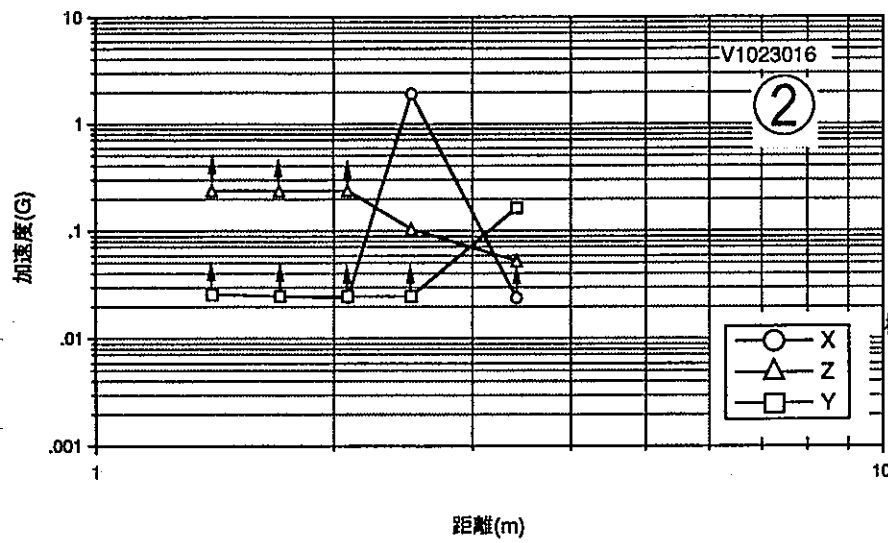
2) 岩盤の加速度の最大値と距離の関係

岩盤の加速度の最大値と距離の関係を図-3.3.3.9～図-3.3.3.11に示す。距離は、切羽でのカッタードラムの位置と岩盤内の加速度計との直線距離とした。図中には、機械の加速度の最大値も併せて示す。

図-3.3.3.9にはスケールオーバーとなったデータを矢印で示した。第1回目の測定では多くの場合、スケールオーバーとなり、測定の際のレンジの設定が適切ではなかったものと思われる。

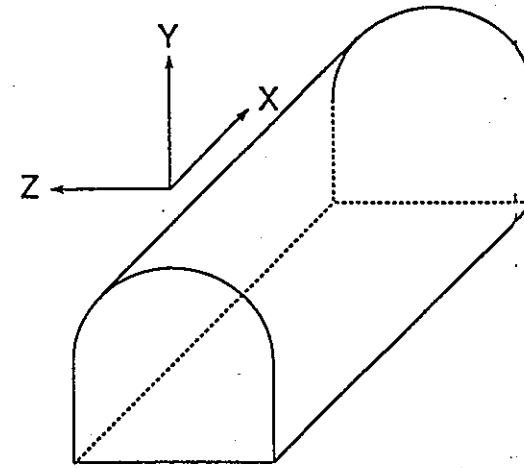
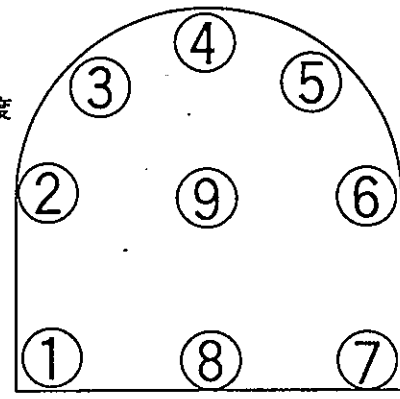
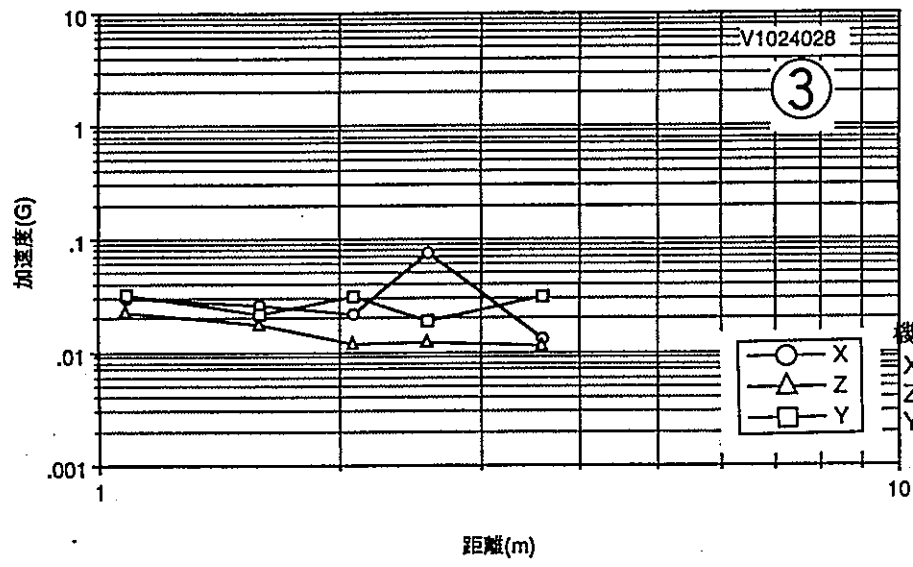
図-3.3.3.10および図-3.3.3.11によれば、一部の例外はあるものの、最大加速度は、発破掘削の場合と同様に、ミニロードヘッダーのカッタードラムの位置から離れるにつれて、両対数でほぼ直線的に減少する傾向が認められた。

ミニロードヘッダーの掘削機構を考えた場合、ドラムの回転方向である坑道の半径方向(Z)と鉛直方向(Y)の振動が大きいことが予想されるが、これらの図によれば、測定方向の違いにより、加速度の大きさに定性的な傾向は見られない。



↑ : スケールオーバーしていることを示す
(値は設定したレンジでの最大値)

図-3.3.3.9 機械掘削時の岩盤振動測定 (第1回目) 加速度と距離の関係



切削ドラムの位置

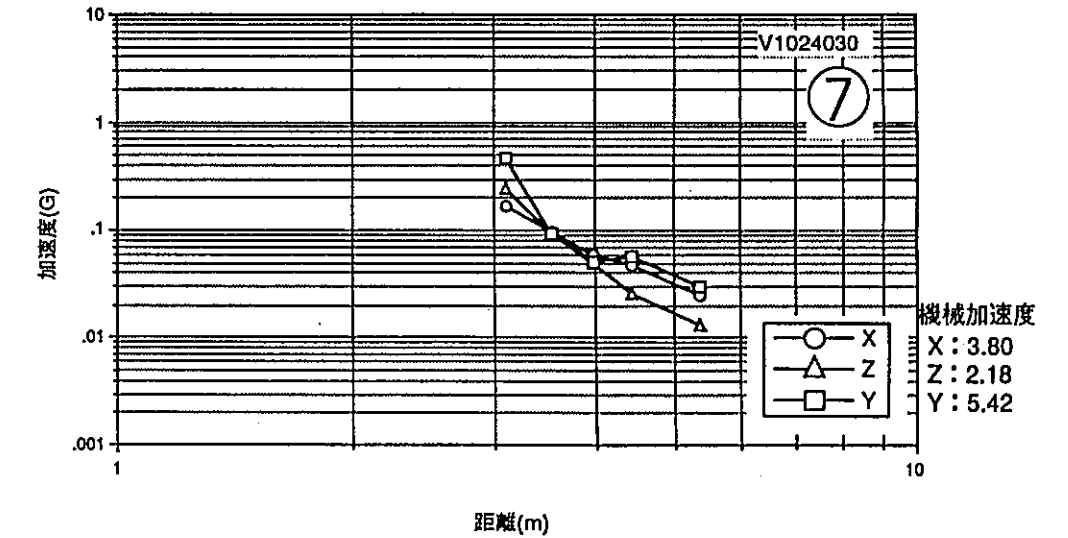
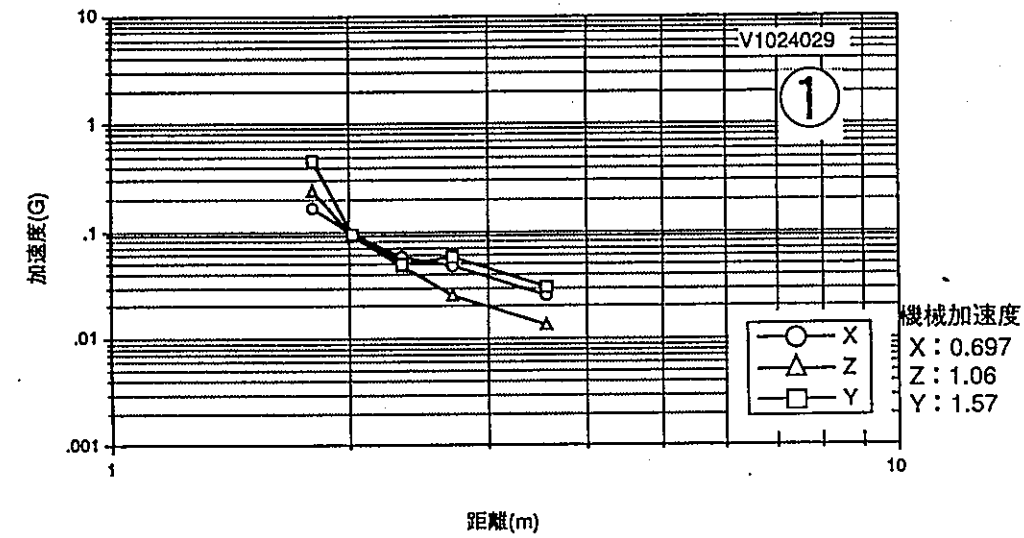
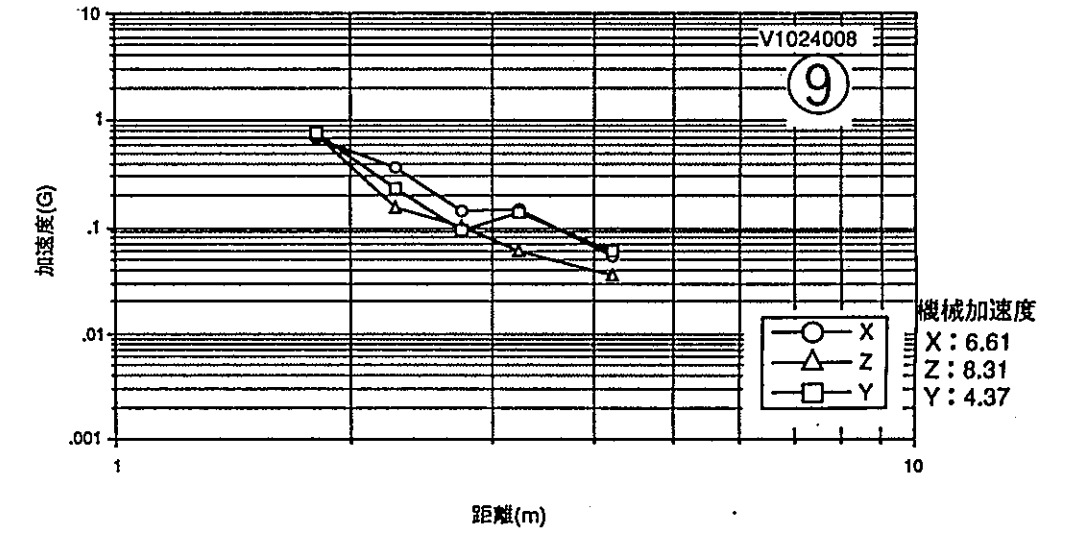
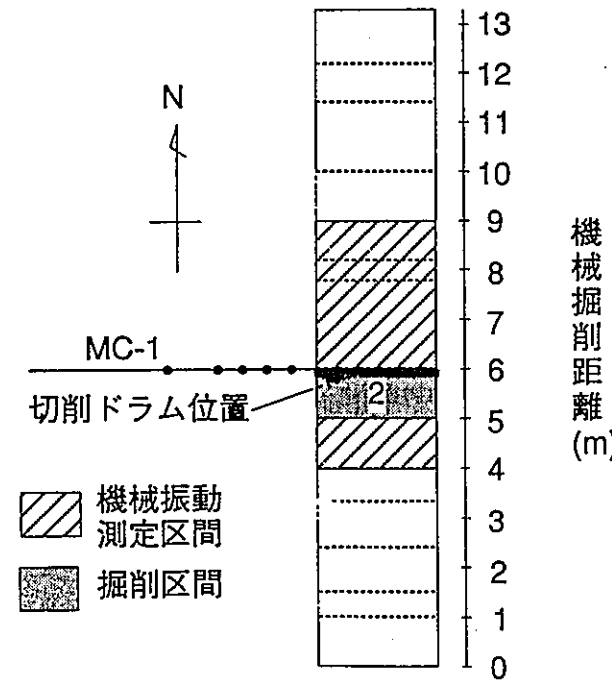
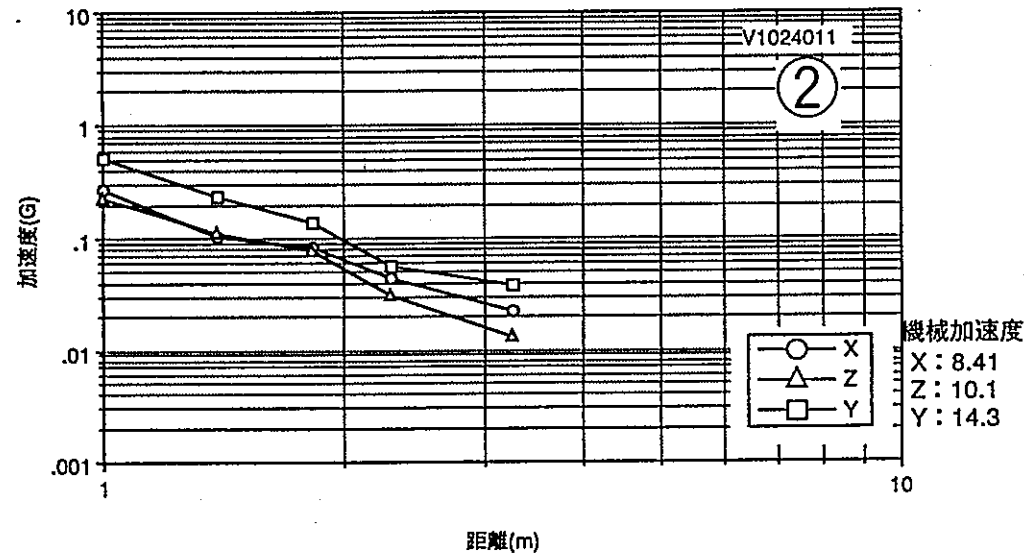
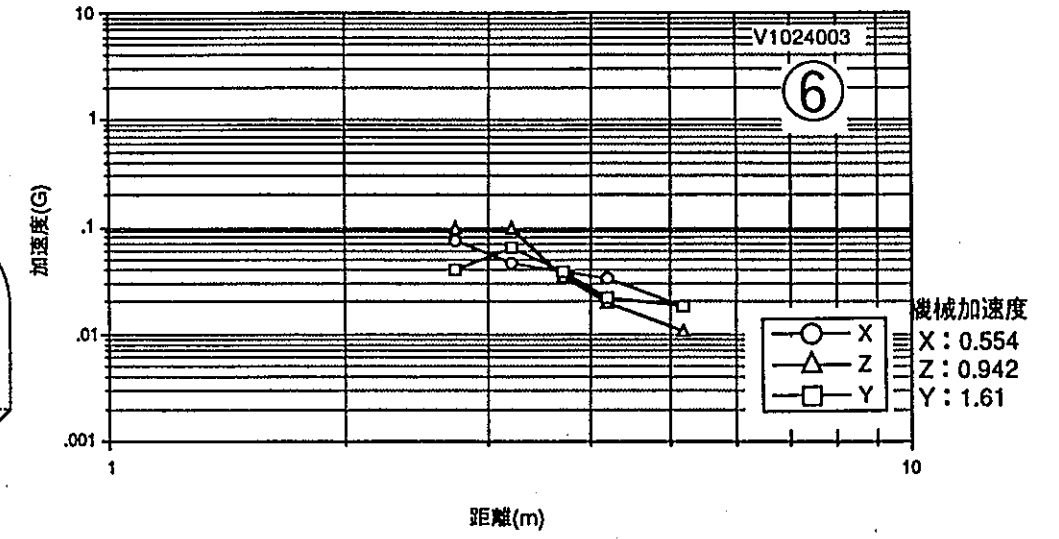


図-3.3.3.10 機械掘削時の岩盤振動測定 (第2回目) 加速度と距離の関係

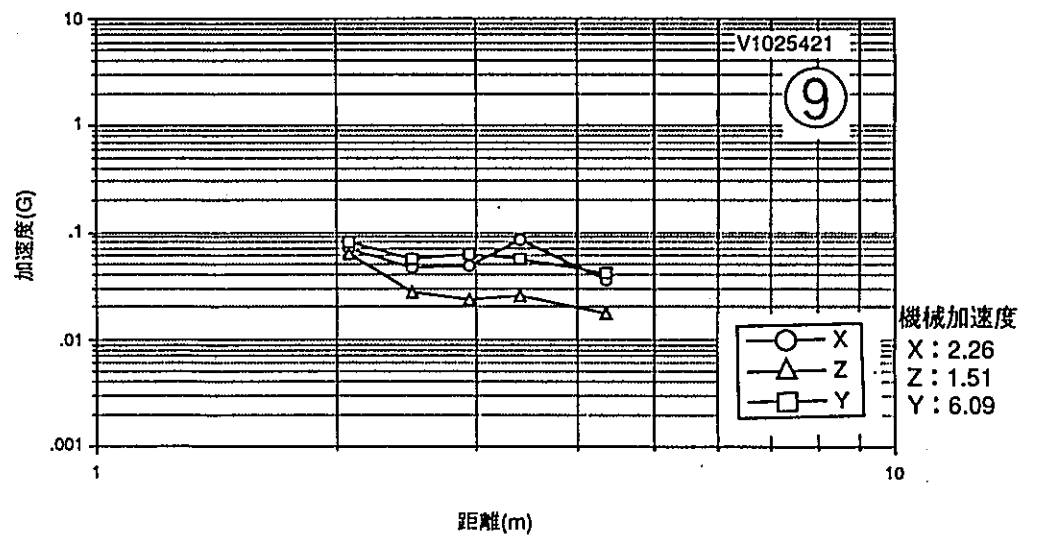
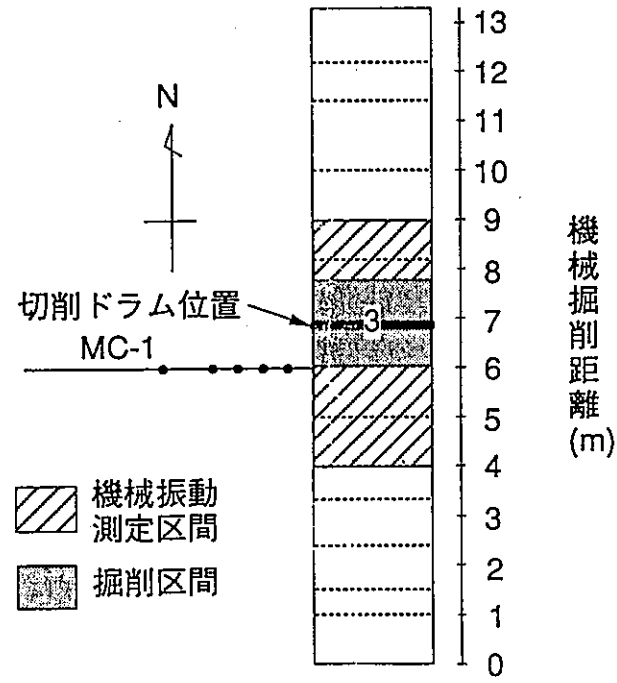
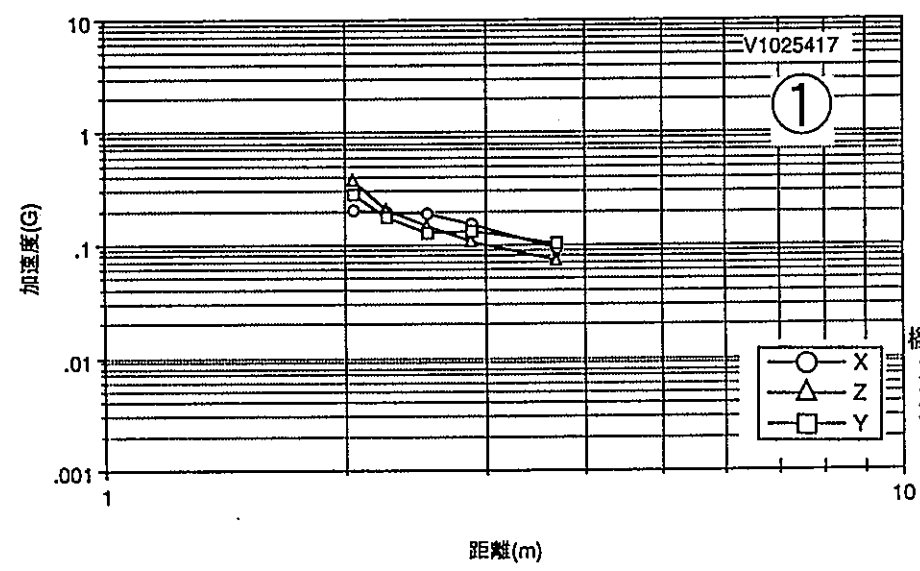
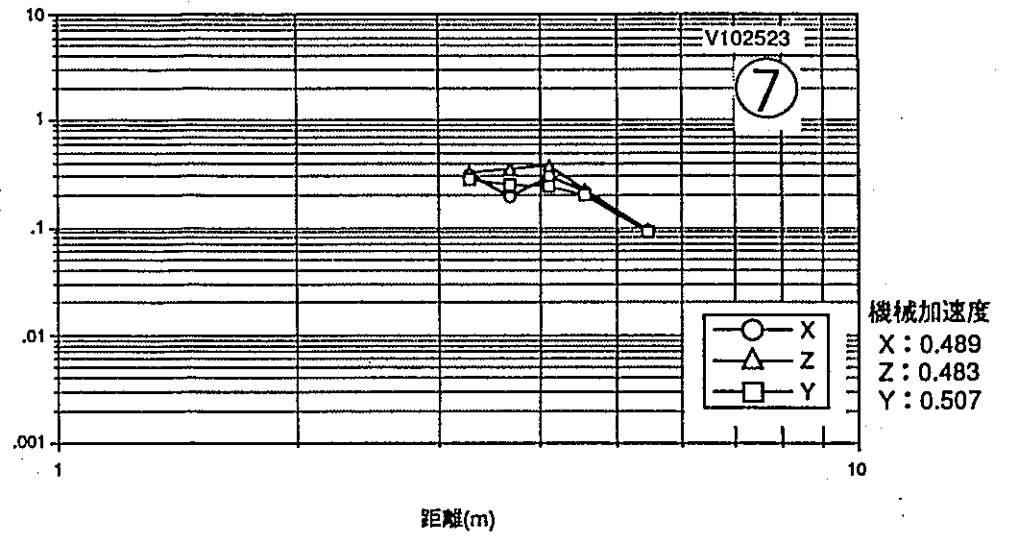
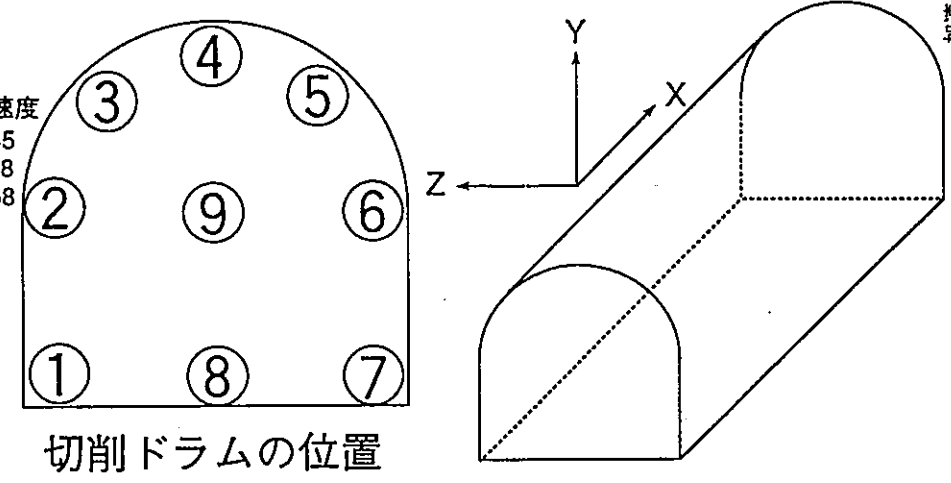
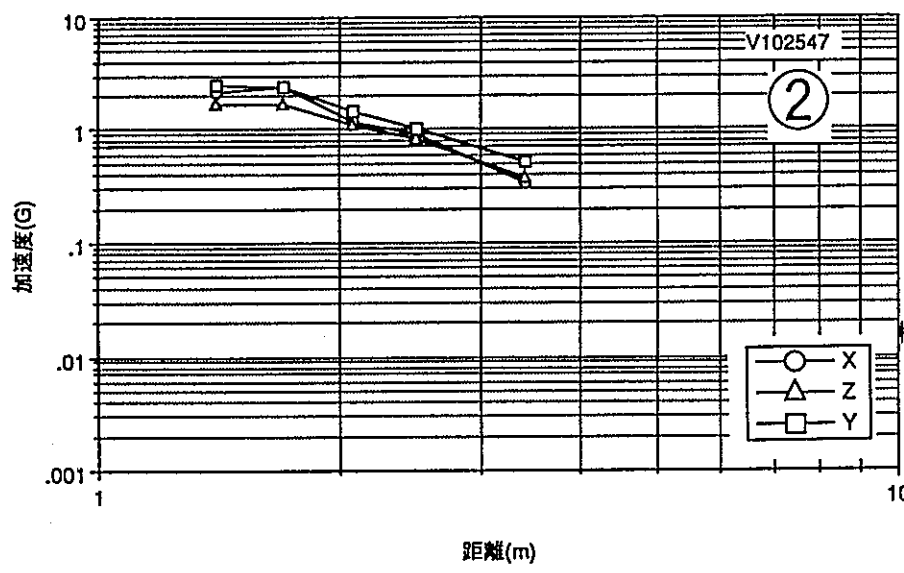


図-3.3.3.11 機械掘削時の岩盤振動測定 (第3回目) 加速度と距離の関係

3) 機械の加速度の最大値

掘削時に測定した機械の加速度の最大値を図-3.3.3.12～図-3.3.3.14に示す。測定方向は、カッタードラムの左右方向、上下方向、および軸方向である。図中には切羽でのカッタードラムの位置も併せて示した。

加速度の最大値は14G（2回目、切羽位置②）であった。

これらのカッタードラムの左右方向、上下方向、および軸方向の最大加速度の間に一定の関係は認められない。

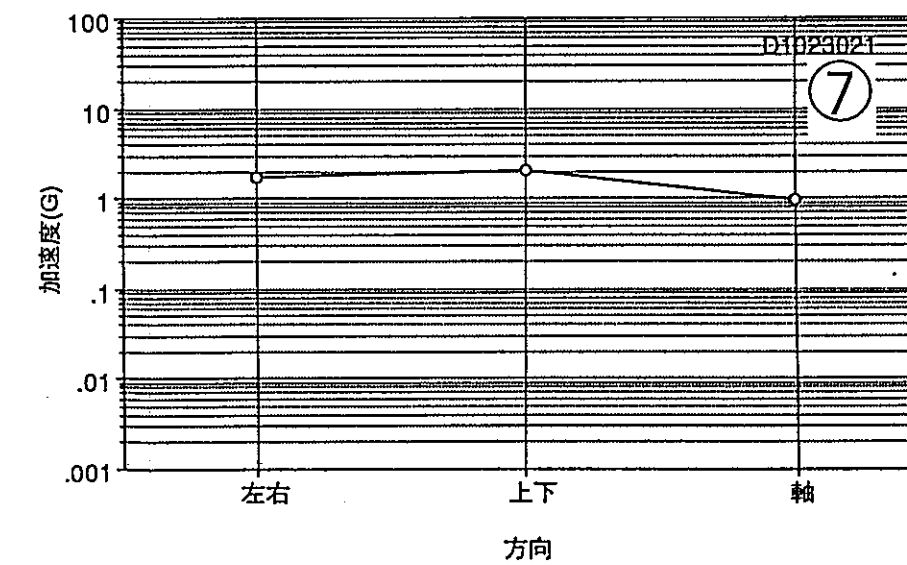
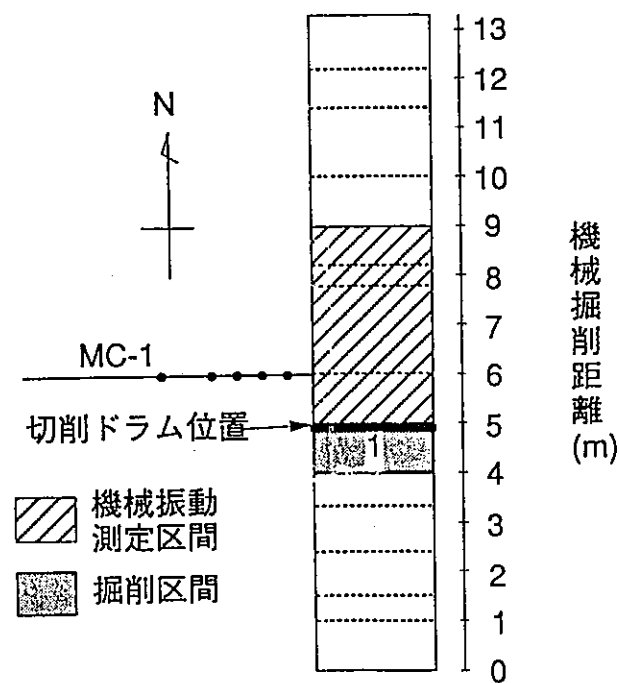
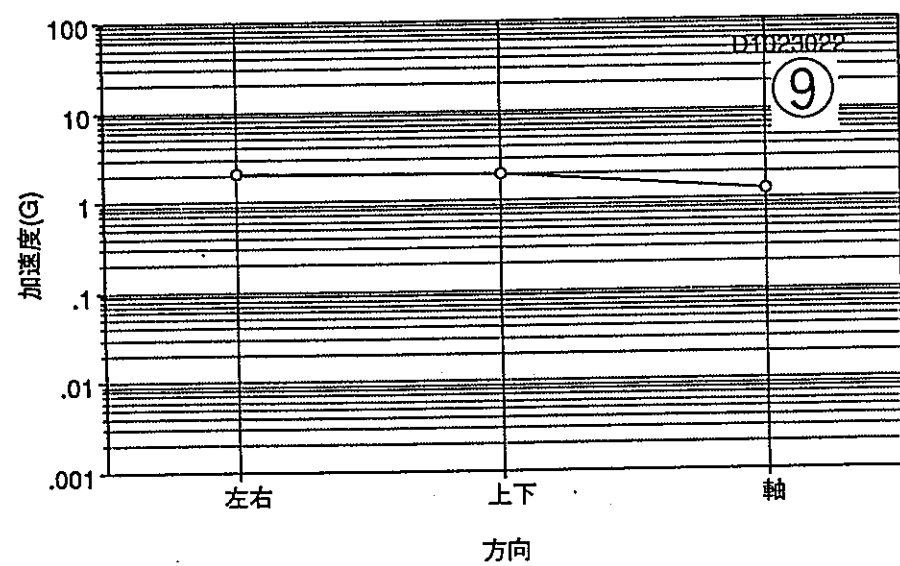
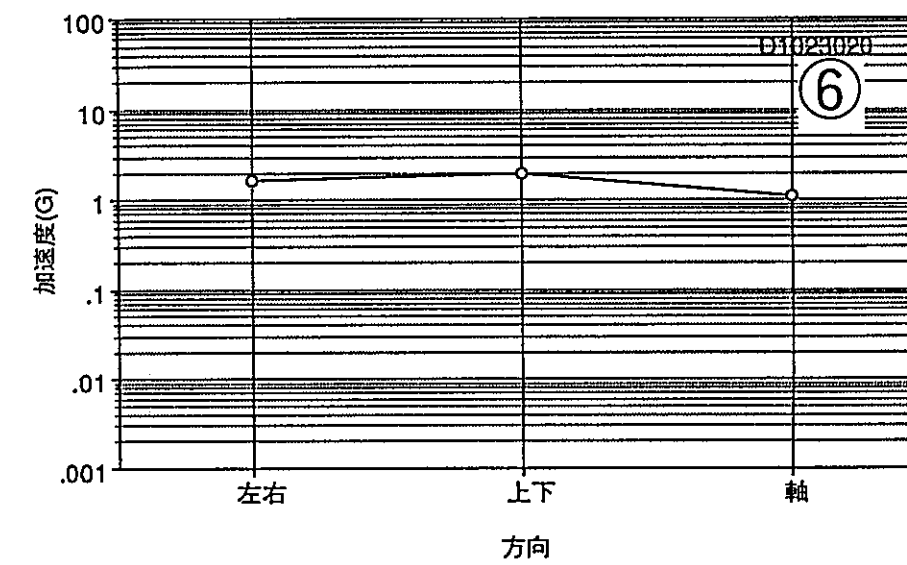
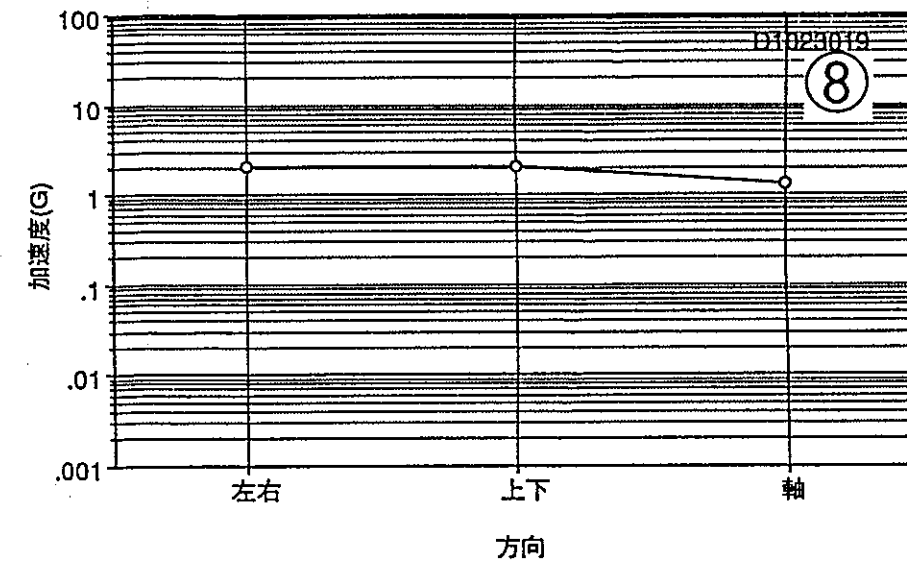
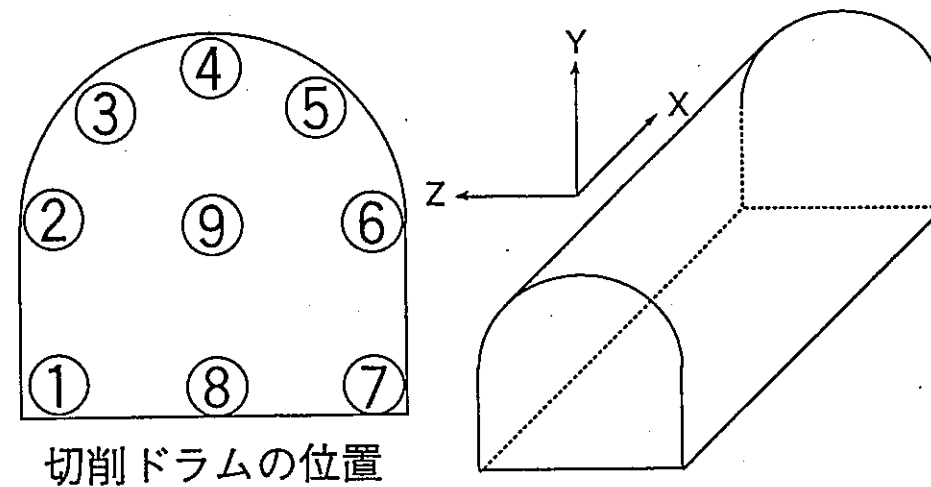
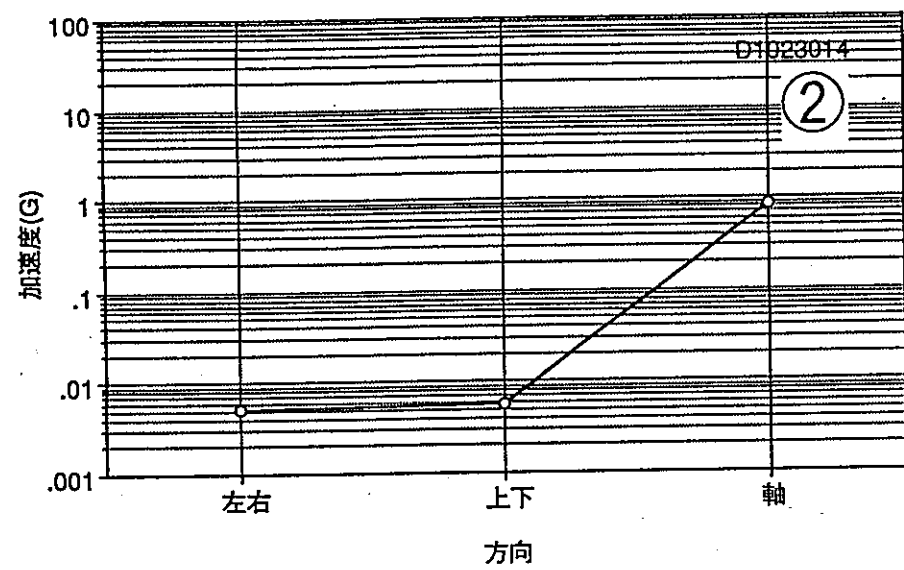


図-3.3.3.12 機械掘削時の機械振動測定 (第1回目)

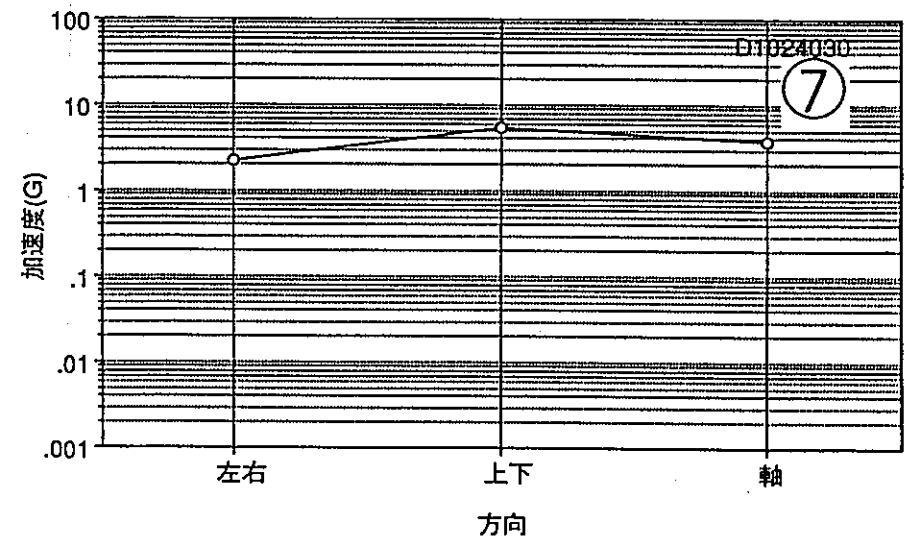
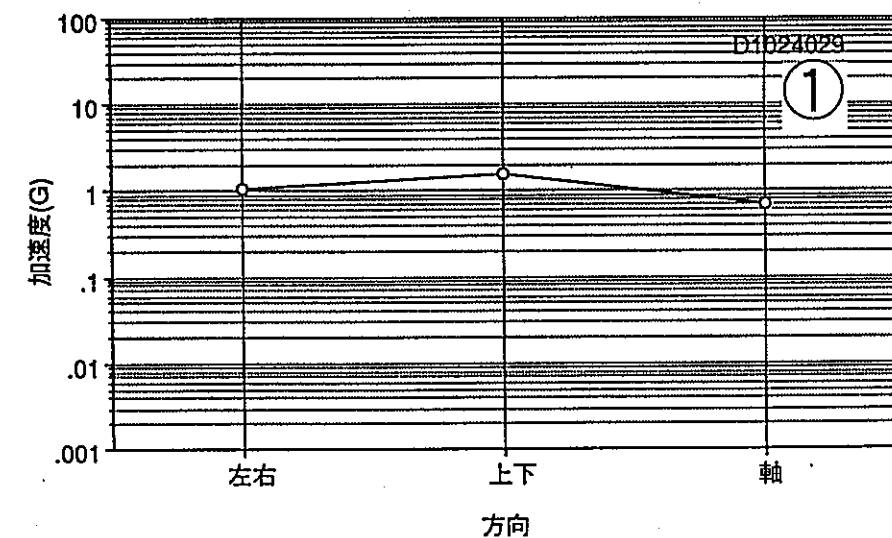
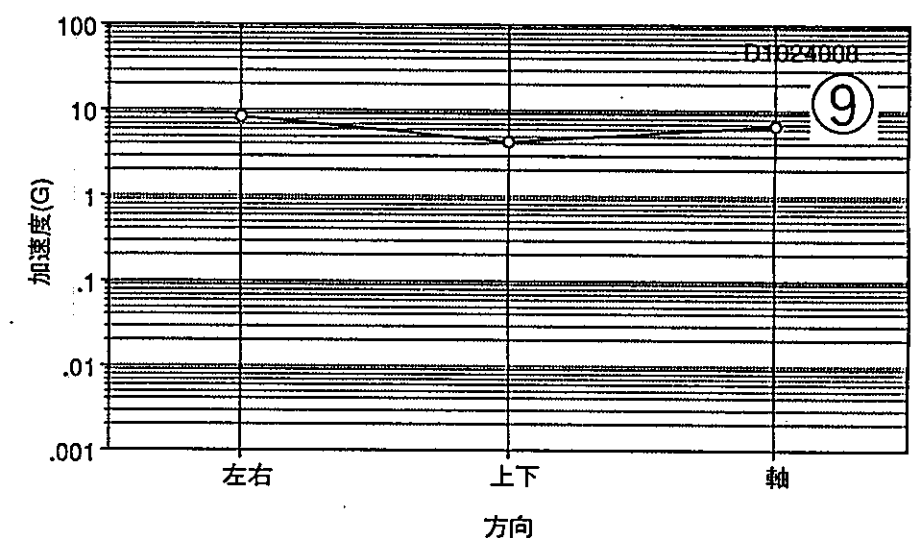
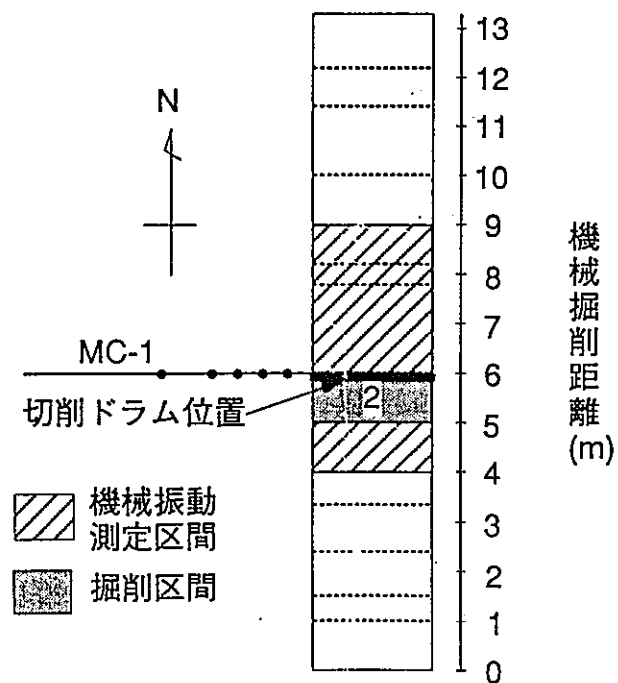
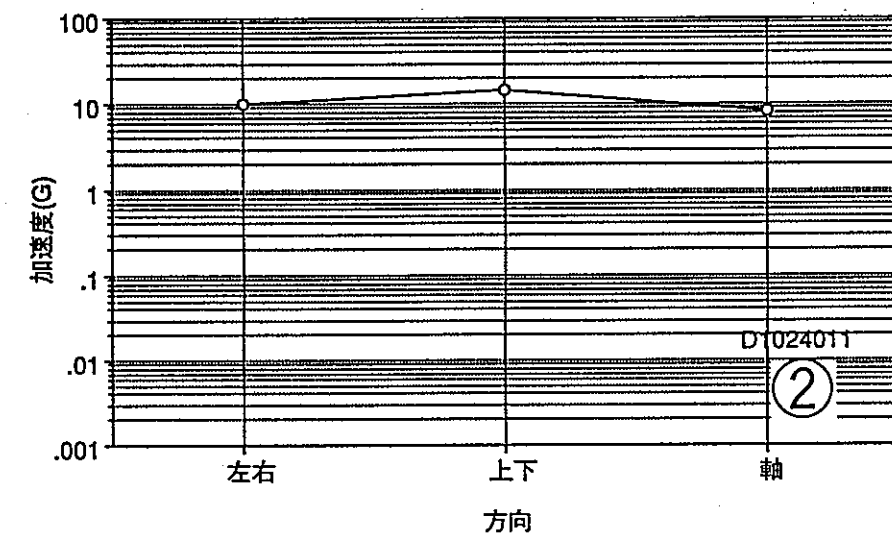
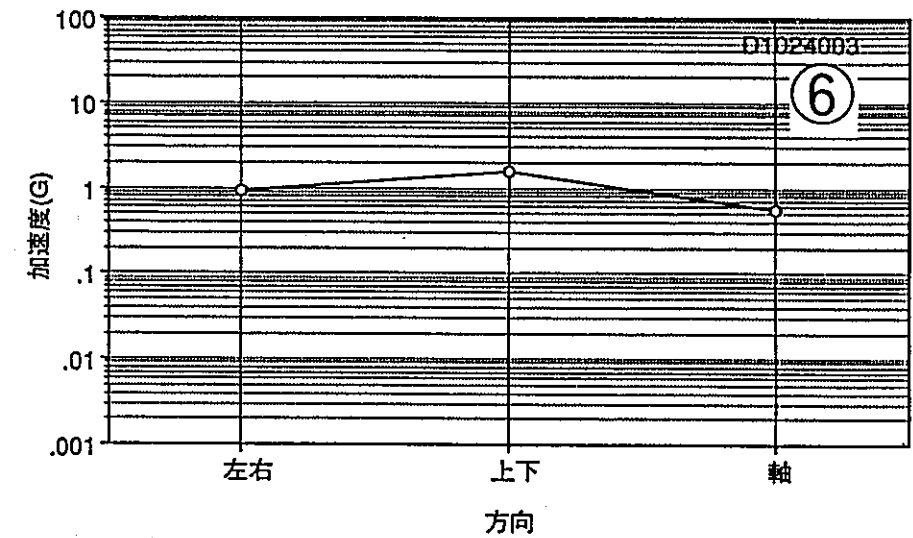
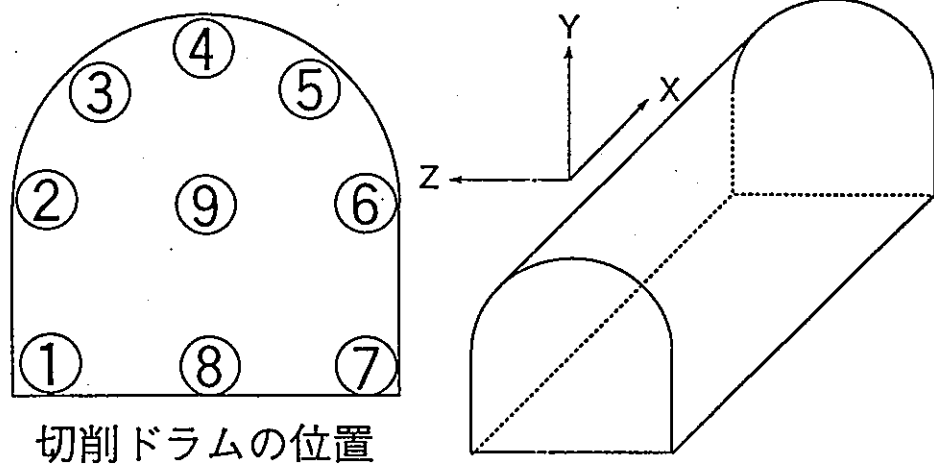
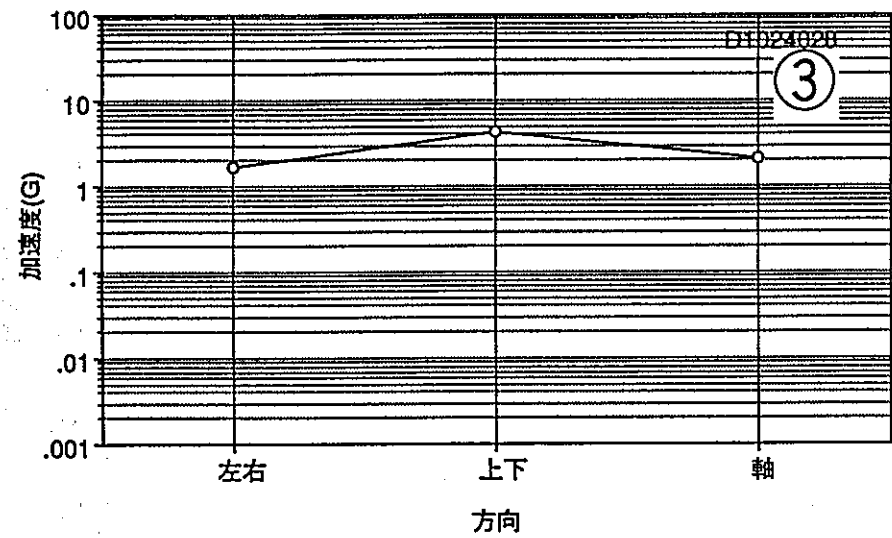


図-3.3.3.13 機械掘削時の機械振動測定 (第2回目)

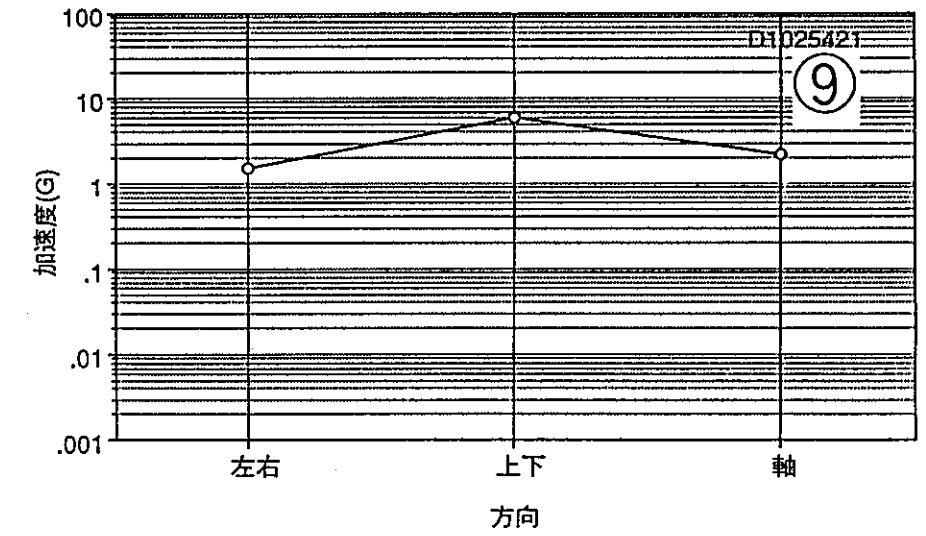
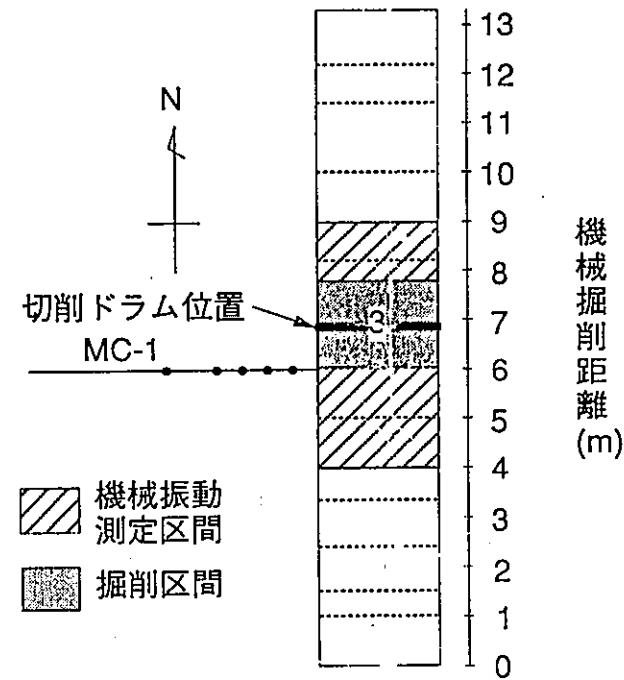
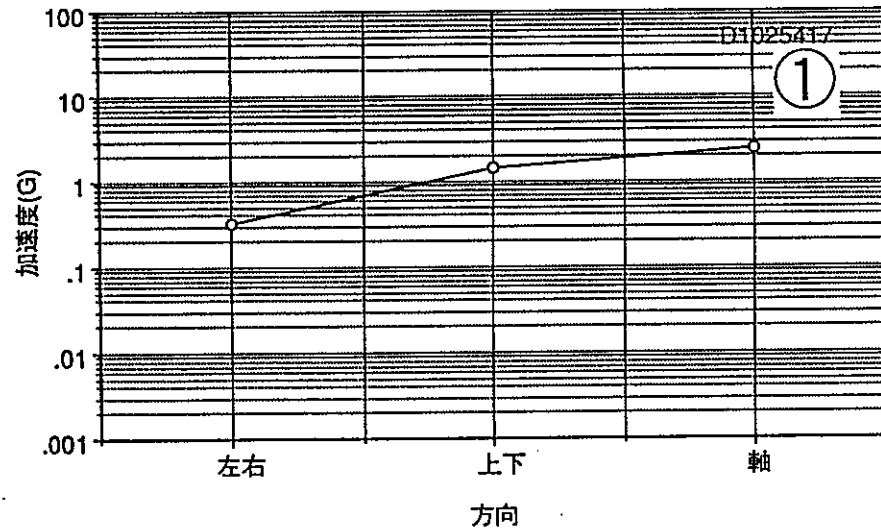
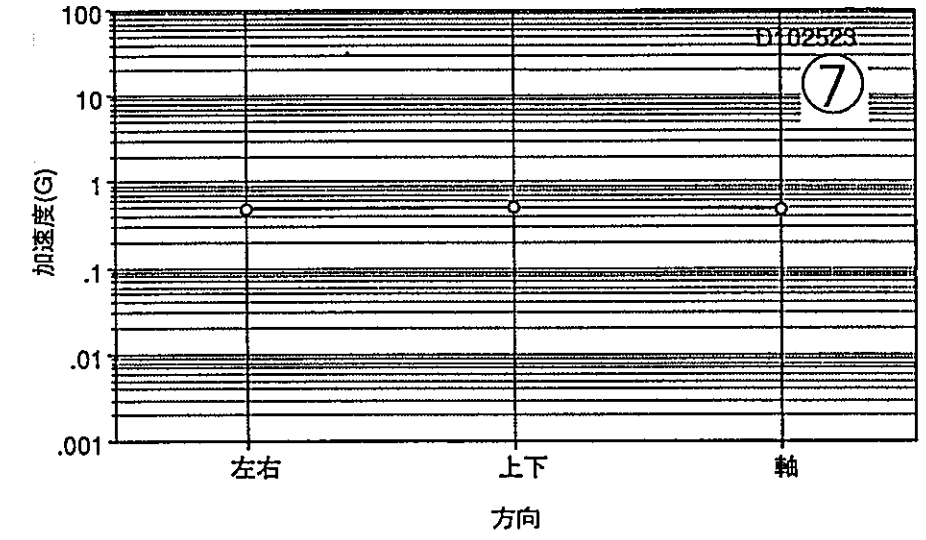
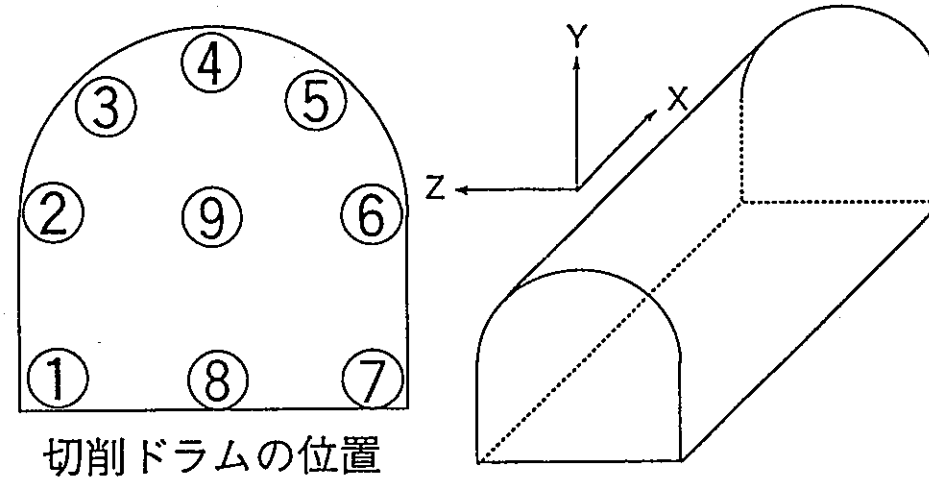
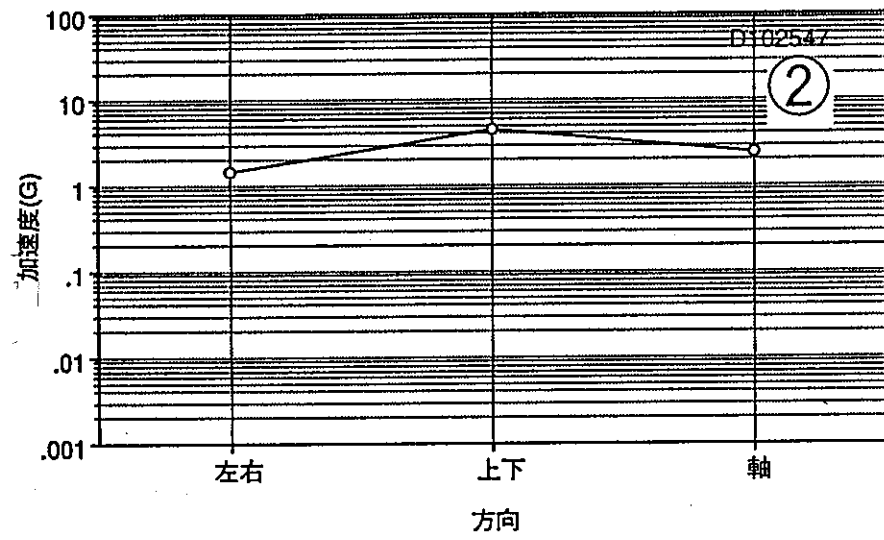


図-3.3.3.14 機械掘削時の機械振動測定 (第3回目)

3.3.4 まとめ

発破掘削時と機械掘削時の振動波形の比較および岩盤の加速度と距離の関係の2点についてまとめる。また、今後のデータ評価の方針についても述べる。

(1) 発破掘削時と機械掘削時の振動波形の比較

発破掘削時と機械掘削時の加速度波形を、表-3.3.4.1に示すように、継続時間、波形の特徴、加速度の最大値の3項目について比較した。

表-3.3.4.1 発破掘削と機械掘削時の加速度波形の比較

	発破掘削	機械掘削			
		岩盤側		機械側	
継続時間	1回目：1.05sec 2回目：1.1sec 3回目：1.1sec	坑道の掘削中は継続		坑道の掘削中は継続	
波形の特徴	衝撃的に発生し減衰する (1回目第4段では 0.0006secで減衰)	断続的に大きな加速度が発生する		断続的に大きな加速度が発生する	
加速度の最大値	加速度最大値と発生位置	加速度最大値と発生位置	カッタードラム位置	加速度最大値と発生位置	カッタードラム位置
	1回目：6,000G (第4段、坑道軸方向、0.5m)	(1回目：23G)* (鉛直方向、3.0m)	⑦	1回目：2G (上下方向)	②
	2回目：4,800G (第5段、坑道軸方向、0.5m)	2回目：0.8G (鉛直方向、0.5m)	⑨	2回目：14G (軸方向)	②
	3回目：140G (第2段、鉛直方向、0.5m)	3回目：2.5G (鉛直方向、0.5m)	②	3回目：6G (軸方向)	⑨
		4回目：0.05G (鉛直方向、0.5m)	③	4回目：2G (左右方向)	⑨
	5回目：0.03G (鉛直方向、1.0m)	②	5回目：7G (軸方向)	⑥	

(注) 表中の加速度の最大値のうち*は、同じ回のデータと比較して異常な値となっていることを示す。

(2) 発破掘削時の岩盤加速度の距離減衰

すでに3.3.2で述べたように、発破時の最大加速度については、多くの地盤振動の測定結果を用いて以下に示す推定式が提案されている。推定式では、振動速度 (V) が発破条件により決まる定数 (K: 単位なし)、薬量 (L: 単位kg)、距離 (R: 単位m) の関数

$$V=KL^{\alpha}R^{-\beta} \quad \text{式 (3.3.4.1)}$$

で表される。距離 (R) の指数としては $\beta=2.0$ がよく用いられている。

今回の3回の発破振動測定のうち、最大加速度が発生した段について、振動加速度の測定値を推定式から求めた値と比較して図-3.3.4.1に示す。同図によれば、今回得られた測定値に対し、測定方向により必ずしも推定式が適用できないことが分かる。

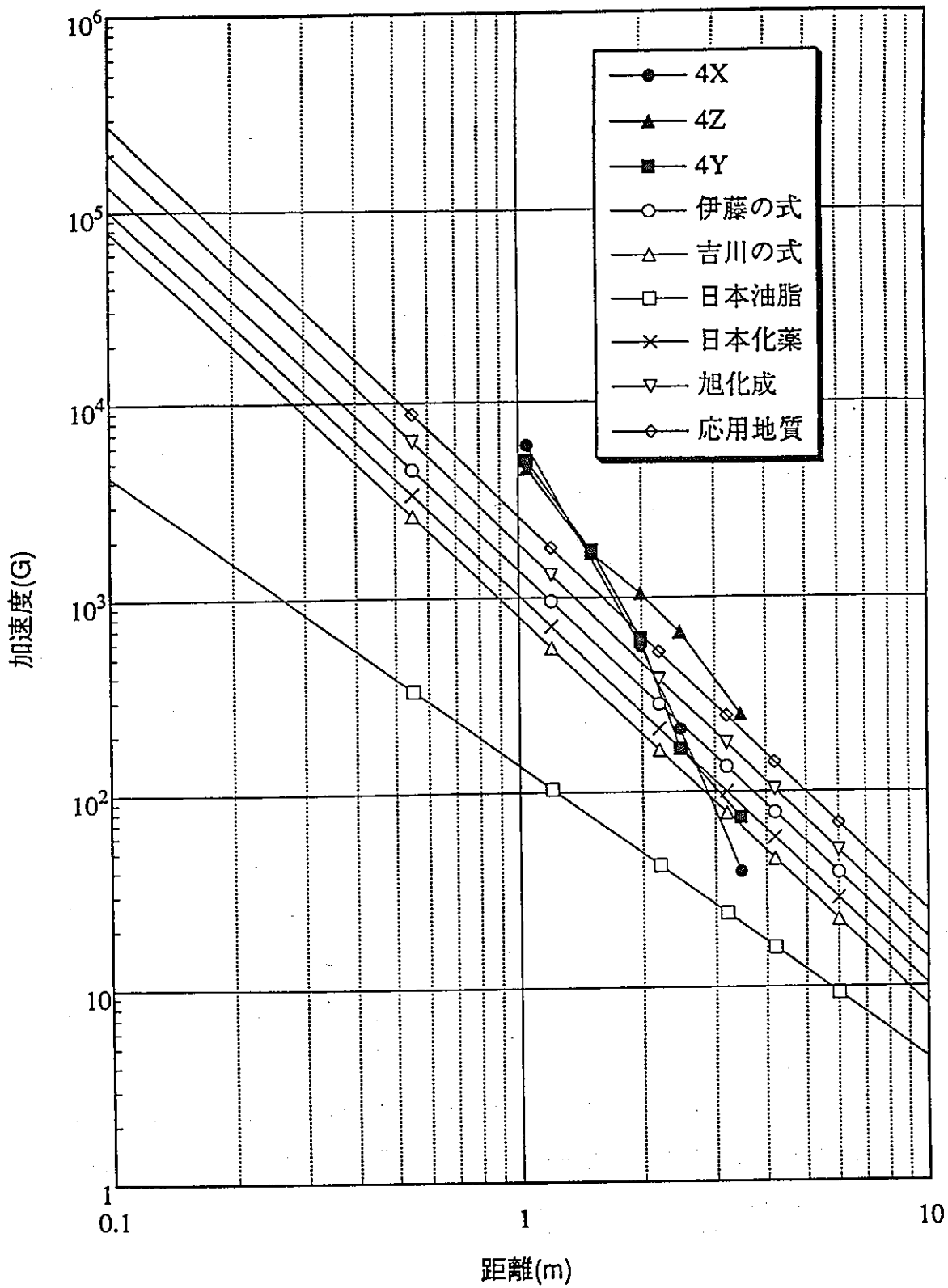


図-3.3.4.1 振動加速度の測定値と推定値の比較 (発破1回目第4段)

(3) 機械掘削時の岩盤加速度の距離減衰

機械掘削時の岩盤の最大加速度の実測値を、既往の測定事例と比較して図-3.3.4.2に示す。既往の測定事例の振動速度は、周波数を500Hzと仮定して加速度値に変換した。同図によれば、加速度の距離減衰の傾向はActon Grange sewerの事例と類似していると言える。

(4) 今後のデータ評価の方針

発破および機械掘削が岩盤に与える影響について考察する必要がある。

発破振動トンネルのライニングコンクリートへ与える影響については、発破振動速度と構造物の弾性波速度との関係から許容振動値を求める以下の式が現在よく用いられている。

$$\sigma = \rho C V \quad \text{式 (3.3.4.2)}$$

σ : ライニングコンクリートの引張強度 (g/cm^2)

ρ : ライニングコンクリートの密度 ($(\text{g/cm}^3) \cdot 1/(\text{cm/sec}^2)$)

C : ライニングコンクリートの弾性波速度 (cm/sec)

V : 発破により生ずる振動速度 (cm/sec)

式 (3.3.4.2) において、ライニングコンクリートの物性を岩盤の物性に置き換えて、発破振動が岩盤に与える影響を検討することができる。

測定された加速度波形を積分により速度波形に変換して最大値 V を求め、 ρ および C は既往の試験結果から求める。式 (3.3.4.2) から求めた発生応力を岩盤の強度と比較することにより、岩盤の破壊の可能性を判定する。発破掘削と機械掘削で、それぞれ岩盤が破壊する可能性のある領域を求め、両者を比較して掘削影響領域の違いを求めることができる。

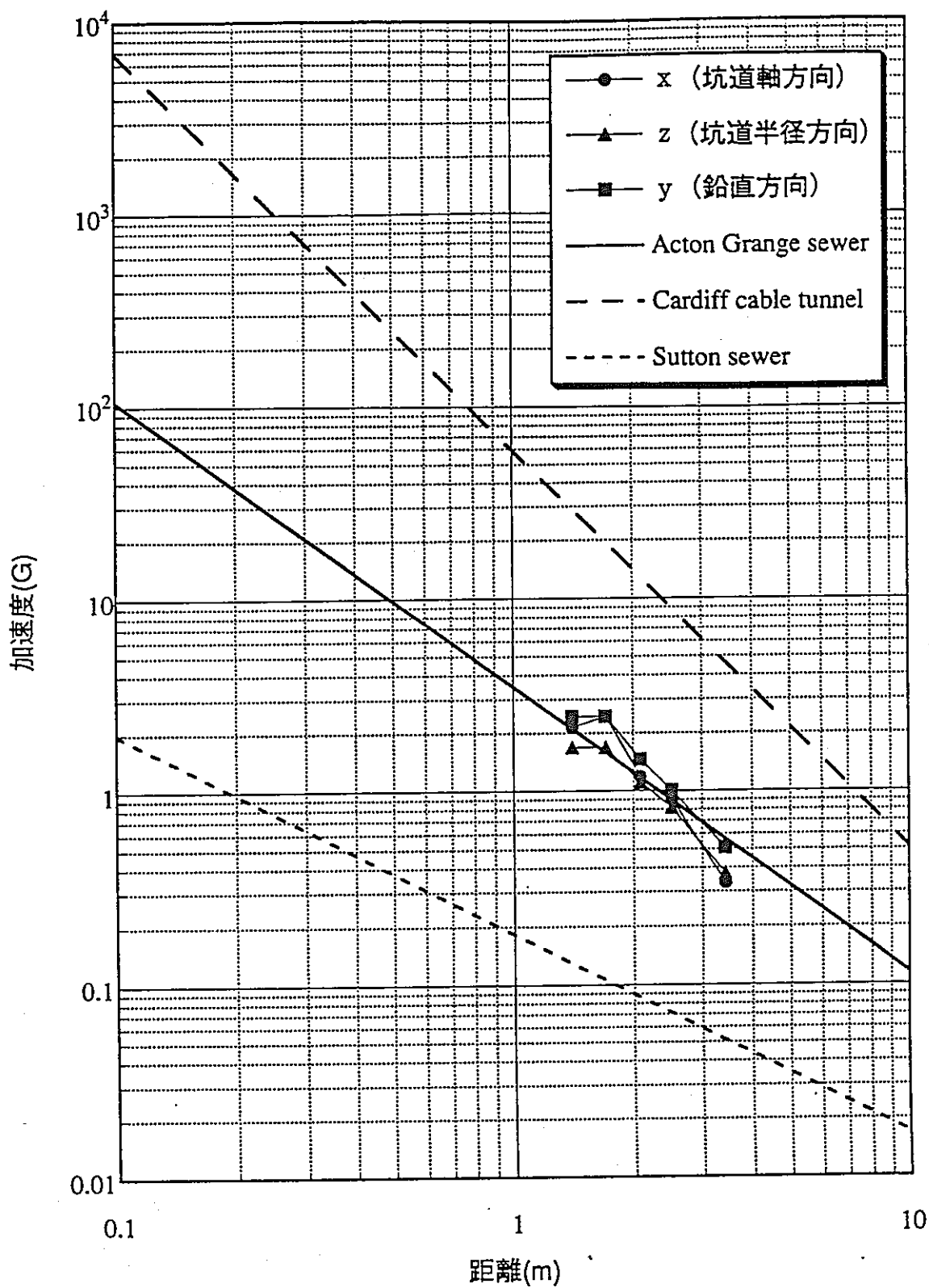


図-3.3.4.2 機械掘削時の振動加速度の測定値と推定値の比較
(測定3回目, 切削ドラム位置②)

4.坑道掘削および掘削中の調査のまとめ

坑道掘削の概要をまとめる。また、掘削中の調査内容とその結果を以下にまとめる。

(1) 坑道掘削のまとめ

ロードヘッダーにより、高さ2.4m、幅2.4mの断面で、延長22mの掘削を行った。掘削は原則として、1日1mの進行とした。

(2) 掘削中の調査のまとめ

1) 坑道壁面地質観察

機械掘削中に掘削切羽および側壁の地質観察を行った。その結果、対象地点は、掘削前の予測どおり、細粒砂岩と粗粒砂岩の2つの岩相に大別できることが分かった。また、地層の傾斜は事前に予測したものよりも緩く、水平に近い結果となった。

2) 変位測定

a)内空変位・天端沈下量

内空変位については、機械掘削区間で得られた測定データを、昭和62年に実施された発破掘削により得られたデータと比較した。その結果、内空変位量を初期測線長さで除したひずみ量では、発破掘削の場合約800 μ で、機械掘削で約600 μ であり、機械掘削の方がひずみ量としては小さいことが分かった。

また、今回の機械掘削区間で得られた測定データを事前解析と比較した。その結果、水平内空変位量の測定値は、事前解析結果よりも大きくなった。この原因として、事前解析で想定した計測ポイントが実際と異なっていたことが考えられた。

b)岩盤内変位量

機械による坑道掘削時の岩盤内変位量を異なる2つの手法（多点式地中変位計およびスライディングマイクロメータ）を用いて計測した。その結果、試験坑道壁面から0.5mの位置で、スライディングマイクロメータの測定値が、多点式地中変位計の測定値よりも0.1mm大きくなった。

発破掘削坑道において、多点式地中変位計により計測された岩盤内変位を今回の計測値と比較した。その結果、試験坑道壁面から1.0mの位置での岩盤内変位量は、発破掘削の方が機械掘削掘削よりも大きくなった。また、変位モードは、発破掘削では連続性の悪いばらついたモードであるのに対し、機械掘削では連続性の良い

モードとなった。

今回の機械掘削区間で得られた測定データを事前解析結果と比較した。その結果、岩盤内変位量の測定値は、事前解析結果と比較して小さくなった。この原因の1つとして、事前解析での初期応力の設定や岩盤の変形係数の設定の実際との相違が考えられた。しかしながら、事前解析で予測した弾性的な変位挙動については、測定値の傾向と合致した。

3) 振動測定

a) 発破振動測定

発破振動測定では、合計3回の測定を行い、発破時に岩盤で発生する加速度を求めた。その結果、測定された加速度の最大値は約6,000Gで、発破1回目の第4段で発生したことが分かった。

測定されたデータについて、加速度の最大値と距離の関係を求めたところ、発破1回目および2回目の加速度の最大値は発破地点からの距離が大きくなるにつれて、両対数で直線的に減少する傾向が認められた。発破3回目については、加速度の最大値と距離の間に一定の傾向は認められず、この原因として、発破1回目および2回目の岩盤の損傷が測定結果に影響していることが考えられた。

また、推定式から求めた加速度との比較を行ったところ、距離減衰の指数が測定方向により異なる結果となった。

b) 機械振動測定

機械掘削時に、岩盤内で発生する加速度および機械で発生する加速度を測定した。その結果、測定された加速度の最大値は岩盤内で約2.5Gで、発破振動時の加速度よりも3オーダー小さいことが分かった。機械に設置して掘削中に測定した加速度の最大値は、約14Gであった。

岩盤内で発生する加速度については、加速度の最大値と距離の関係を求めた。その結果、加速度の最大値は掘削地点からの距離が大きくなるにつれて、両対数で直線的に減少する傾向が認められた。

参考文献

3.2 変位測定および岩盤内変位測定

- 1) 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]
PNC ZJ 1449 95-003
- 2) 掘削によるゆるみ領域の計測及び評価手法の研究開発 PNC SJ 4205 88-002
- 3) 掘削によるゆるみ領域の計測・評価手法の研究開発 PNC SJ 4449 89-003 (1)
- 4) 亀村、平野ら「切羽進行を考慮したトンネルの解析と実際」第27回土質工学会シンポジウム (1982) pp.56-60

3.3.2 発破掘削による振動測定

- 1) Holmberg R. and Persson P.A. (1980) : Design of tunnel perimeter blasthole patterns to prevent rock damage, Trans. Instn. Min. Metall. 89, A37-40
- 2) オクテローニ、中川浩二 (1992) : スウェーデン” ASPO” SKB地下実験施設坑道における坑道周縁の発破損傷について—振動計測による予測—、第24回岩盤力学に関するシンポジウム、pp.395-399
- 3) 石井康夫、西田 佑、中野雅司、板野良一：最新発破技術、森北出版、pp.157
- 4) 雑喉 謙：発破振動の周辺への影響と対策、鹿島出版会、p.3

3.3.3 機械掘削時の振動測定

- 1) New B.M. (1982) : Vibration caused by underground construction, Tunnelling '82, pp.217-229

3.3.4 まとめ

- 1) 雑喉 謙：発破振動の周辺への影響と対策、鹿島出版会