

土 木 研 究 所 資 料

既設トンネルに及ぼす近接施工の影響に 関する現場計測報告書

平成13年 3 月

国土交通省土木研究所
道路部トンネル研究室

Copyright © (2001) by P.W.R.I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, not transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Director General of P.W.R.I.

この報告書は、土木研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複製は、土木研究所長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。

建設省は、平成13年1月6日付けで国土交通省に再編

既設トンネルに及ぼす近接施工の影響に 関する現場計測報告書

トンネル研究室 室 長 真下 英人
主任研究員 蒲田 浩久

要旨

本報告書は、既設トンネルに及ぼす近接施工の影響を把握するため、既設トンネルに近接して切土を実施した時のトンネルおよび周辺地山の挙動に関する現場計測結果について取りまとめ、分析を加えたものである。

キーワード：近接施工、切土

目 次

第1章	はじめに	1
第2章	現場計測結果	2
2.1	計測現場概要	2
2.2	吸坂トンネル	3
2.2.1	工事概要	3
2.2.2	地質条件	4
2.2.3	計測方法	6
2.2.4	掘削順序	7
2.2.5	既設トンネルの状態	8
2.2.6	計測結果と考察	9
2.3	和田トンネル	22
2.3.1	工事概要	22
2.3.2	地質条件	24
2.3.3	計測方法	25
2.3.4	掘削順序	26
2.3.5	既設トンネルの状態	27
2.3.6	トンネル撤去区間の計測結果と考察	28
2.3.7	トンネル残置区間の計測結果と考察	39
2.4	天満トンネル	41
2.4.1	工事概要	41
2.4.2	地質条件	42
2.4.3	計測方法	43
2.4.4	掘削順序	44
2.4.5	既設トンネル状態	45
2.4.6	計測結果と考察	46
第3章	数値解析	52
3.1	目的および解析条件	52
3.2	解析結果	53
第4章	計測結果のまとめ	56
第5章	結論	60

第1章 はじめに

近接施工は、既設トンネルとの位置関係、外力、対象物、規模の違いなどから、トンネル併設、交差、上部切土、上部盛土、側部切土、構造物基礎などいくつかに分類できるが、近年、車両の大型化・交通量の増大への対応としての既設トンネル撤去工事のため、トンネルの上部切土、側部切土を実施する例が増えている。この工事は、トンネルを通行止めにして施工できる場合は問題ないが、供用しながら施工する場合には、一般に、既設トンネルに近接して迂回路を構築し、その迂回路に現交通を切回しするまで既設トンネルを供用しながら施工しなくてはならない。そのため事前にどの程度既設トンネルから迂回路を離す必要があるのか、さらに、その時トンネルの補強は必要あるのかなど、影響予測、対策工などの検討が必要である。また、より精度良く予測でき、この必要離隔が小さくなればなるほど、全体の掘削範囲が狭くなりより経済的な計画が可能となる。

近接施工の影響予測は、地質状態、境界条件（周辺地山のゆるみ、背面空洞の有無）、覆工状態、施工順序、掘削方法などが複雑に影響し合うため難しく、さらに、上部切土、側部切土の場合、土被りが薄くなると地山のアーチ作用が崩れ、ある段階から荷重が増加することも考えられる。しかしこのような近接施工の詳細な計測事例も少なく、そのメカニズムは十分解明されていないのが現状であり、これらに関するより精度の高い影響予測手法の開発が望まれている。

本報告書では、最近、既設トンネルに近接して実施された上部切土、側部切土の計測結果について取りまとめ、切土が既設トンネルへ及ぼす影響について考察したものである。

第2章 現場計測結果

2.1 計測現場概要

現場計測を実施したトンネルは表-2.1-1 に示す3トンネルである。いずれのトンネルも道路拡幅工事にと
もない、開削工法により既設トンネルを撤去する工事である。

表-2.1.1 対象トンネル

	吸坂トンネル	和田トンネル	天満トンネル
既設トンネル工法	在来工法 (底設導坑先進) 1961 竣工	在来工法 (上半先進) 1961 竣工	在来工法 1938 竣工
寸法	延長 126m 内空幅 8.0m 内空高 6.1m 覆工厚 70cm	延長 100m 内空幅 8.8m 内空高 6.7m 覆工厚 50～60cm	延長 34m 内空幅 6.0m 内空高 5.0m 覆工厚 40～45cm
地質	砂礫層	シルト岩	頁岩 (節理の発達したシルト岩)
最大土被り	23m	10～25m	25m
主な動態観測項目	覆工応力 覆工絶対変位 覆工内空変位 地中変位(天端鉛直)	覆工応力 覆工絶対変位 覆工内空変位 亀裂変位 路盤変位 地中変位(側方)	覆工応力 覆工絶対変位 覆工内空変位 亀裂変位 地中変位(側方、鉛直)
事前調査項目	ひび割れ調査 覆工初期応力測定 覆工強度測定	ひび割れ調査 覆工初期応力測定 覆工強度測定	ひび割れ調査 覆工初期応力測定 覆工強度測定
開削方法	上部切土 (機械掘削)	上部、側部切土 (機械掘削)	上部切土 (機械掘削)
計測時期	1998/10～1999/11	1998/4～1999/3	1999/7～2000/8

2.2 吸坂トンネル

2.2.1 工事概要

本工事は、道路拡幅のため、既設トンネル（全長 126m、最大土被り 23m）を撤去し 4 車線化を計るものである。トンネルを供用しながら、トンネル周辺 5m を残してトンネル上部より水平に切土を行い、上り線側に切回し道路を施工した。その後、現交通を切回し道路に切替えトンネルを撤去した。平面図、断面図、縦断面図をそれぞれ図-2.2.1、図-2.2.2、図-2.2.3 に示す。

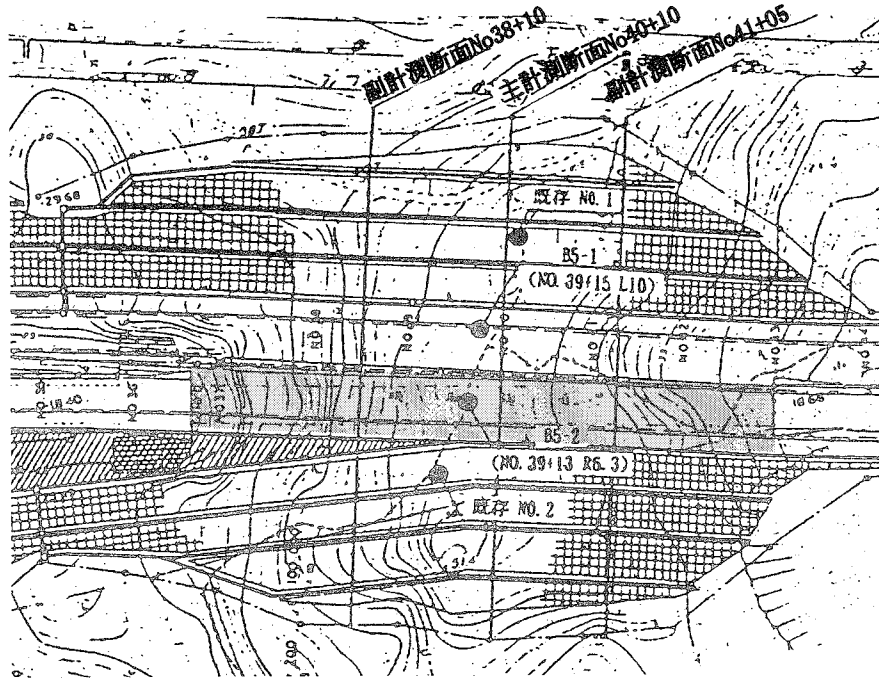


図-2.2.1 平面図

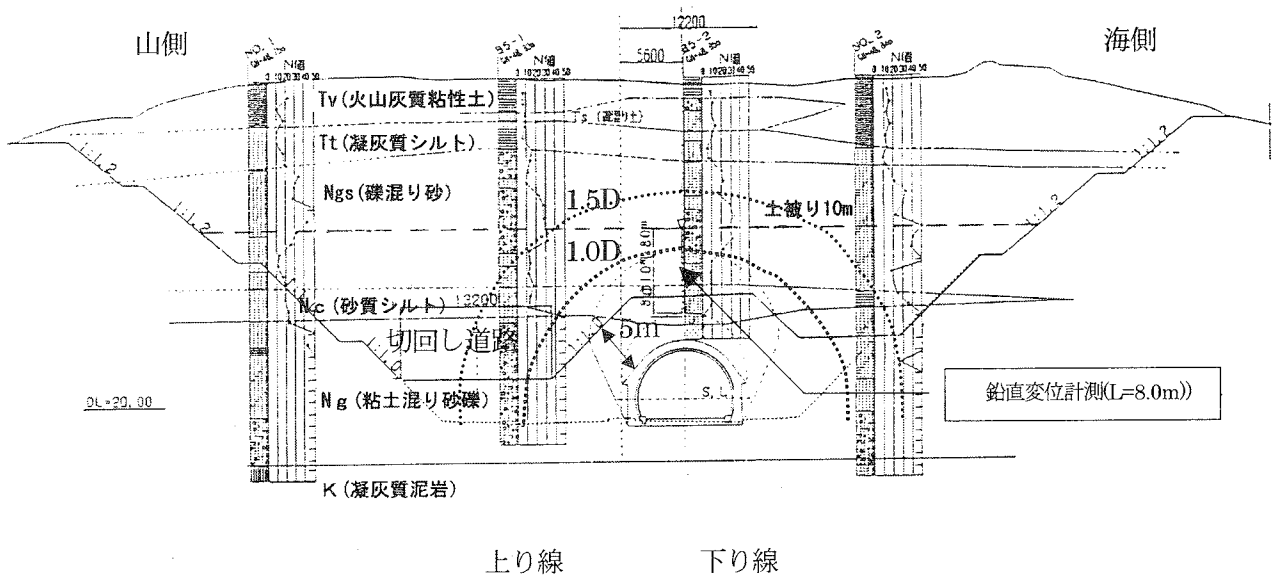
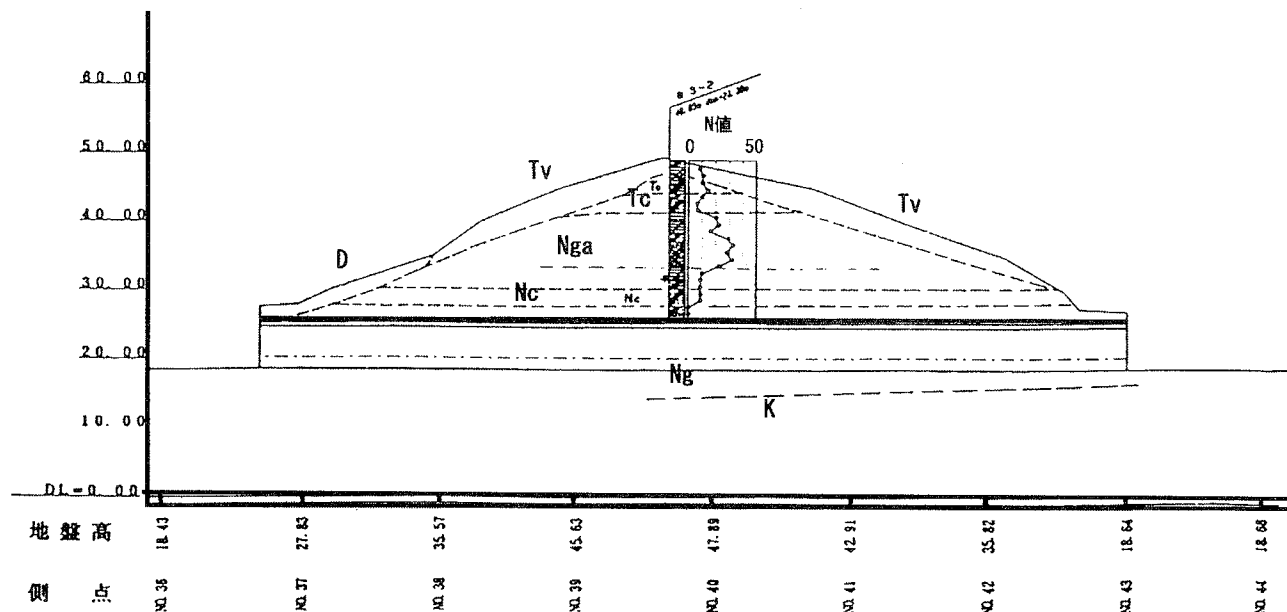


図-2.2.2 掘削断面図 (No40+00)



図－2.2.3 縦断面図

2.2.2 地質条件

トンネル周辺の地質は概ね洪積層の段丘堆積物及び南郷層からなり、トンネルは南郷層下部の粘土混じり砂礫層 (Ng) の中にある。トンネル直上部には、N 値および弾性波速度より約 8.0m のゆるみ層が確認された。さらに、その下部 2.3m は N=0 であり、土砂は既設覆工に崩落した状態になっていた (図-2.2-4 参照)。

孔内水平載荷試験における除荷時の変形係数 (E) を下表に示す。

表－2.2.1 地盤定数

地 層			単位体積 重量 (KN/m ³)	N 値	Vs (m/sec)	変形係数 (Mpa)
段丘堆積 物層	火山灰質粘性土	Tv	16.0	6～10	115～180	11
	礫混じり砂質土	Ts	17.0			
	凝灰質粘性土	Tf	16.0			
南郷層	礫質土、砂質土	Ngs	19.0	13～50	180～340	28
	砂質粘性土	Nc	18.0			
	礫質土	Ng	21.0			
ゆるみ領域 (Ngs, Nc, Ng)				10以下	115以下	5

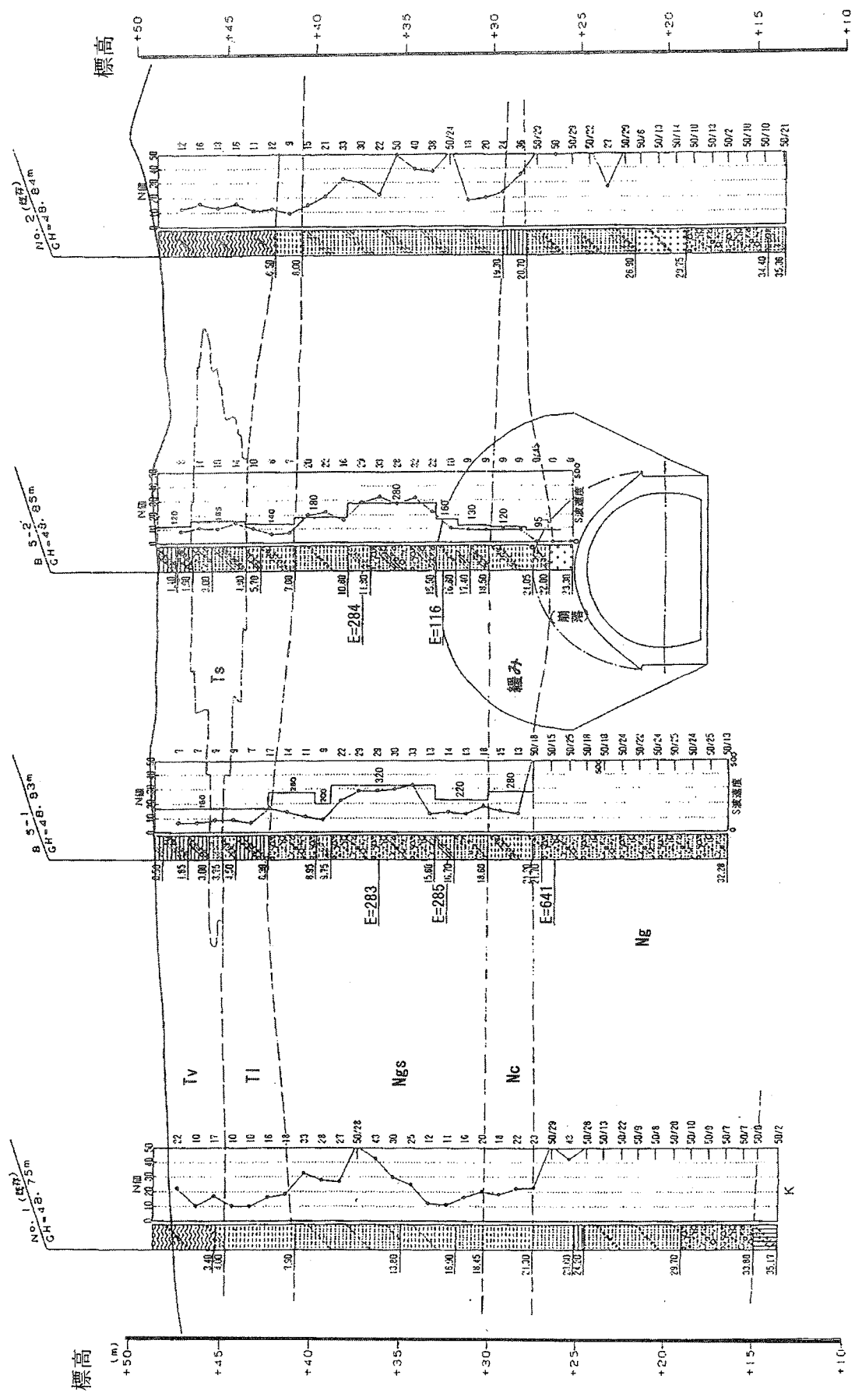


図-2.2.4 地質縦断面図

2.2.3 計測方法

計測断面位置は、図-2.2.1 の平面図に示す3断面である。計測機器配置図を図-2.2.5 に、各断面の計測項目および数量を表-2.2.2 に、計測値の符号を表-2.2.3 に、それぞれ示す。

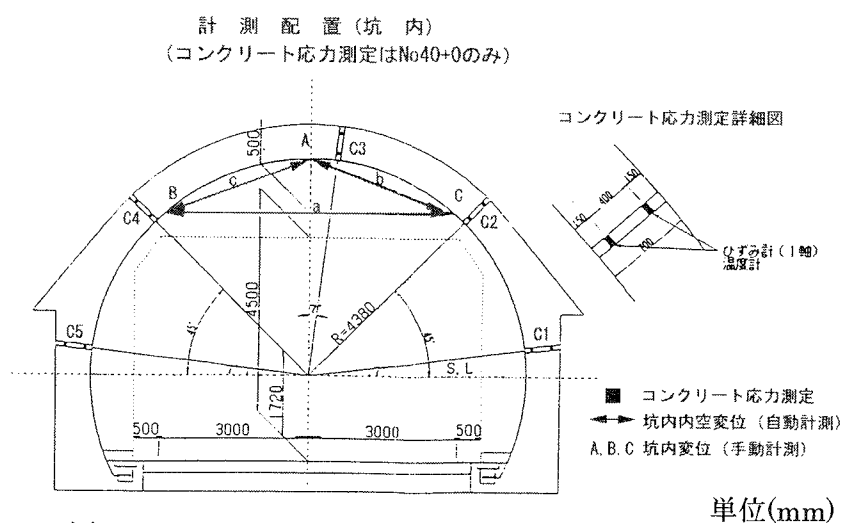


図-2.2.5 計測機器配置図 (No. 40+00)

表-2.2.2 計測項目一覧

計測位置	計測項目		箇所数	備考
NO. 40+00 主計測断面	覆工応力	埋設型ひずみ計	5箇所	外側、内側2箇所
	内空変位	カンチレバー型	3箇所	自動計測
	三次元変位	光 波	3箇所	
	地山鉛直変位	手 動	1箇所	インクリメントレスデンソメータ (図-2.2.2参照)
NO. 38+10 副計測断面	内空変位	カンチレバー型	3箇所	自動計測
	三次元変位	光 波	3箇所	
NO. 41+05 副計測断面	内空変位	カンチレバー型	3箇所	自動計測
	三次元変位	光 波	3箇所	

表-2.2.3 符号一覧

項目	符号 (+)	符号 (-)	単位	計測凡例
覆工応力※	引張	圧縮	N/mm ²	●C1~5
内空変位※	拡大	縮小	mm	●...●a~c
絶対変位	トンネル外側 (隆起)	トンネル内側 (沈下)	mm	●A (鉛直)
	トンネル外側	トンネル内側	mm	●B, C (水平)
地山鉛直変位	隆起	沈下	mm	レベル1~7

※以下の2事例についても符号は、同じである。

2.2.4 掘削順序

左右がバランスするように上部から水平に掘削を行った。トンネル周辺 5m を保護層 (①、②、③) として残し、GH=30m 以下も左右バランスさせながら掘削を行った。最後に①、②、③の順序でトンネル周辺を掘削した。

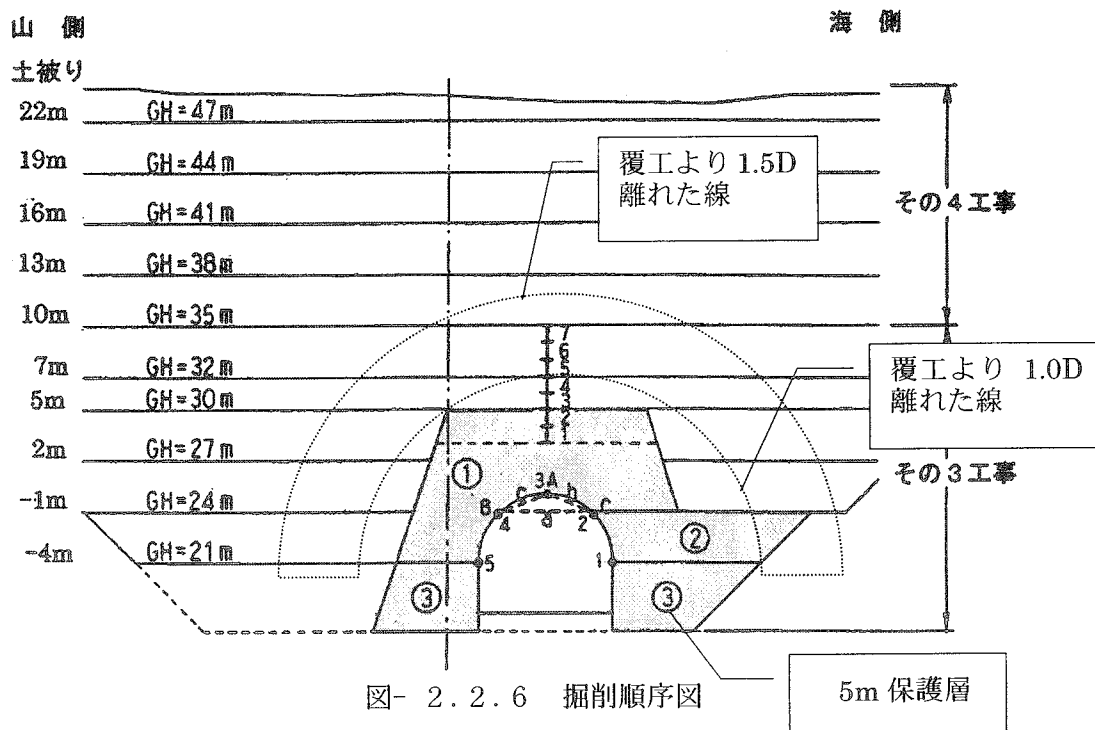


図- 2.2.6 掘削順序図

表- 2.2.3 掘削進行表

	掘削工程	土被り (m)	切土高 (m)	掘削完了日	計測期間
第四 工事	GH=44mまで掘削	19	3.0	H10. 10/29	10/29
	GH=41mまで掘削	16	6.0	11/10	10/30~11/10
	GH=38mまで掘削	13	9.0	11/24	11/11~11/24
	GH=35mまで掘削	10	12.0	H11. 1/28	11/25~1/28
	"	"	"	掘削ナシ	1/29~ 3/17
第三 工事	"	"	"	"	3/21~ 5/6
	GH=32mまで掘削	7	15.0	H11. 5/28	5/7~5/28
	GH=30mまで掘削	5	17.0	6/11	5/29~6/11
	GH=27mまで掘削	2	20.0	7/3	6/12~ 7/3
	GH=24mまで掘削	-1	23.0	7/30	7/4~ 7/30
	GH=21mまで掘削	-4	26.0	8/7	7/31~ 8/7
	トンネル周辺の掘削①			10/23	8/8~11/25
	" ②			10/30	
	" ③			11/20	

※ H11/8/7 まで、トンネルには対策工をせずに、供用した状態で、周辺の切土工事を行った。

2.2.5 既設トンネルの状態

(1) 施工方法

昭和 37 年に矢板工法（底設導坑先進）により施工されている。

(2) 目視観察

a. ひび割れ・剥落

建設後 36 年が経過しているが、劣化、変状等は特に無く、構造的に問題となるクラック（縦断方向 幅 3mm 以上、長さ 5m 以上）は無かった。

b. 漏水

漏水は、施工打継ぎ目などから出る程度である。

(3) 覆工

覆工の一軸圧縮強度は側壁部 12.5～25.3N/mm² アーチ部 51.9～59.63N/mm² であり、当時の設計強度 16～20 N/mm² と比較し十分な強度を有していた。

応力解放法による覆工初期応力測定の結果、覆工表面には 0.6～1.5N/mm² の圧縮応力が全体に作用していた。

(4) 背面空洞

天端には崩積土はあるが、特に空洞はなかった。一方、肩部、側壁部には 7～12cm 程度の背面空洞が確認された。

2.2.6 計測結果と考察

(1) 覆工応力

a. 時系列変化（土被りの変化）

図・2.2.7 に切土進行を示し、図・2.2.8(1)～(5)に計測点ごとの覆工応力の時系列分布図を示す。切土進行は、トンネルへの近接程度に応じて大きく3段階に分けられる。

1 段階：土被り 10m まで（1.5D 程度まで）

2 段階：土被り 10～5m まで（1.5D～0.7D）

3 段階：保護層(5m)の掘削（0.7D 未満）

1 段階の最後（土被り 13～10m）に比較的大きな応力が覆工全体に発生している（図・2.2.8 の黒矢印参照）。しかし、その後、3 段階になって天端部のみ比較的大きな応力変化があるが、他の測定点では、掘削進行に伴う応力変化は小さい。なお、図・2.2.8(3)の天端応力 C3 は掘削進行に伴い増加しているが、2 段階まではあまり大きくなく、しかも、計器故障のため、5/6 以降の値は、それまでの変化が内空変位と相関が高いので内空変位より推定した値である。

b. 影響範囲

影響範囲（覆工に応力が発生し始める距離）については、1 段階で応力が発生しているため、上部は 1.0D～1.5D 程度と言える。側部については上部切土との関係もあるため明確に定義するのは難しいが、保護層周辺(0.7D)の掘削時にもほとんど応力増加は無かった。

c. 周方向分布

図・2.2.9(1)～(4)は、内側、外側応力の周方向の分布を示したものである。図・2.2.9(1)、(2)の保護層掘削前(8/7)までの結果を見ると、海側肩部 C2 が内側引張、山側肩部 C4 が外側引張になっており、上部より水平に掘削を行っているが、非対称な応力モードになっていることが分かる。時系列分布で見たように、このモードは1段階でほぼ完成し、その後は、2 段階時のデータが示すように、切土が進行しても応力モードに大きな変化が見られなかった。図・2.2.9(3)、(4)の3 段階の結果を見ると、内空変位から推定した天端部 C3 のみ変化している。なお、図・2.2.10 に内側応力分布の模式図を示す。

d. 最大発生応力度

最終的な最大発生応力は、引張応力で $0.6 \sim 1.0 \text{ N/mm}^2$ 程度、圧縮応力でも $0.4 \sim 0.6 \text{ N/mm}^2$ 程度であった。なお、2 段階終了(8/7)（5m 保護層を残した状態）まで、トンネルに対策をせずに、トンネルを供用しながら周辺掘削の施工を行った。さらに、目視観測の結果から周辺掘削（11/25 以降）が完了しても、覆工には特に大きなひび割れなど変状は確認されなかった。

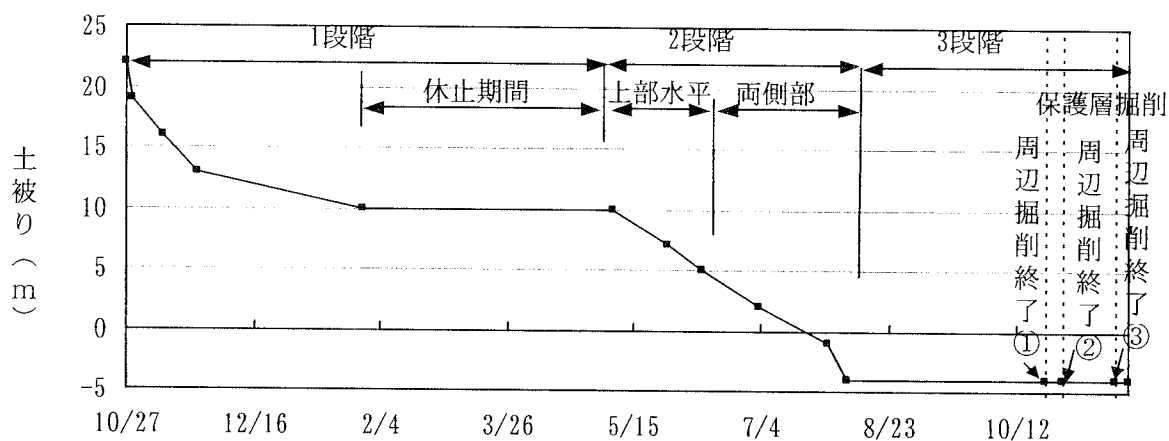


図-2.2.7 掘削進行図

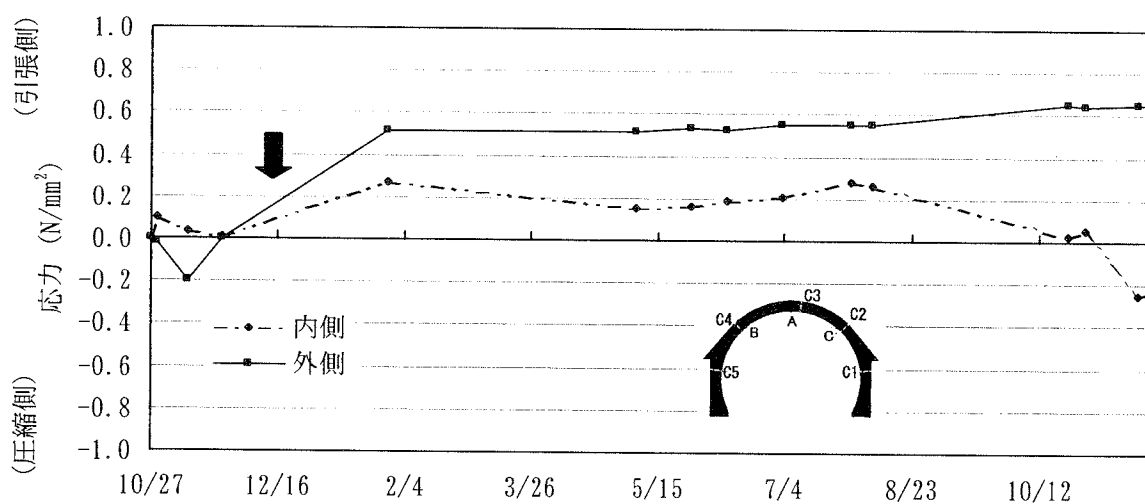


図-2.2.8 (1) 覆工応力C5

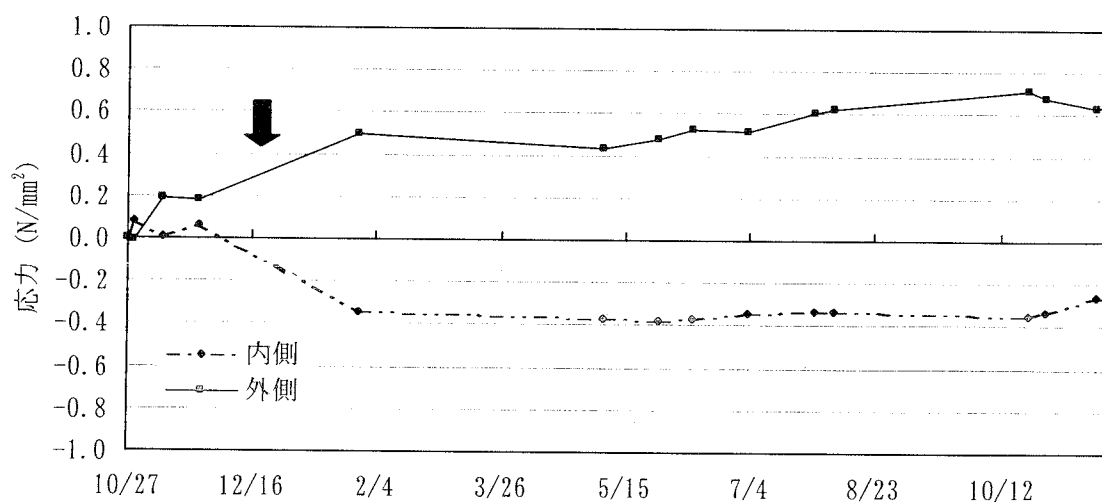


図-2.2.8 (2) 覆工応力C4

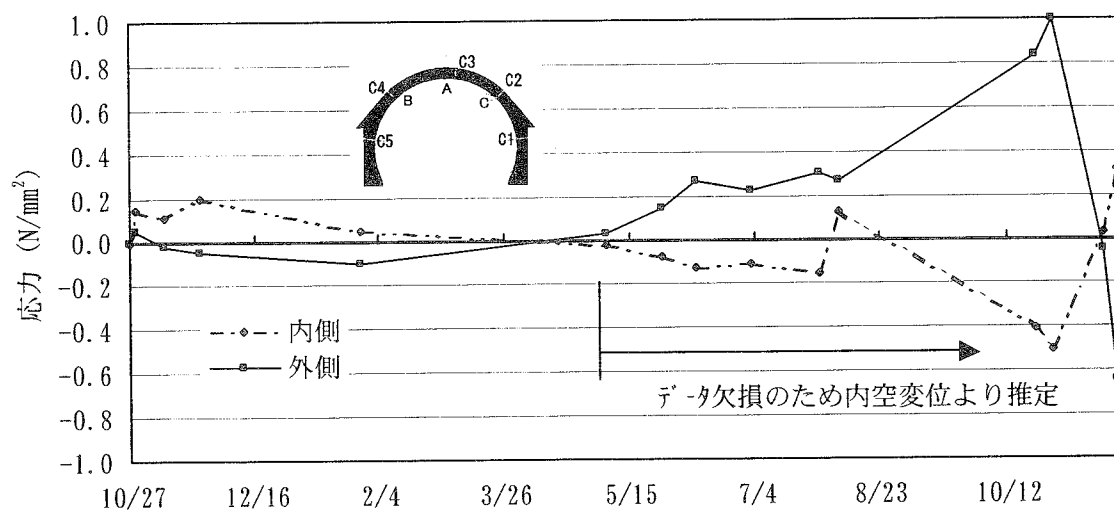


図-2.2.8(3) 覆工応力C3

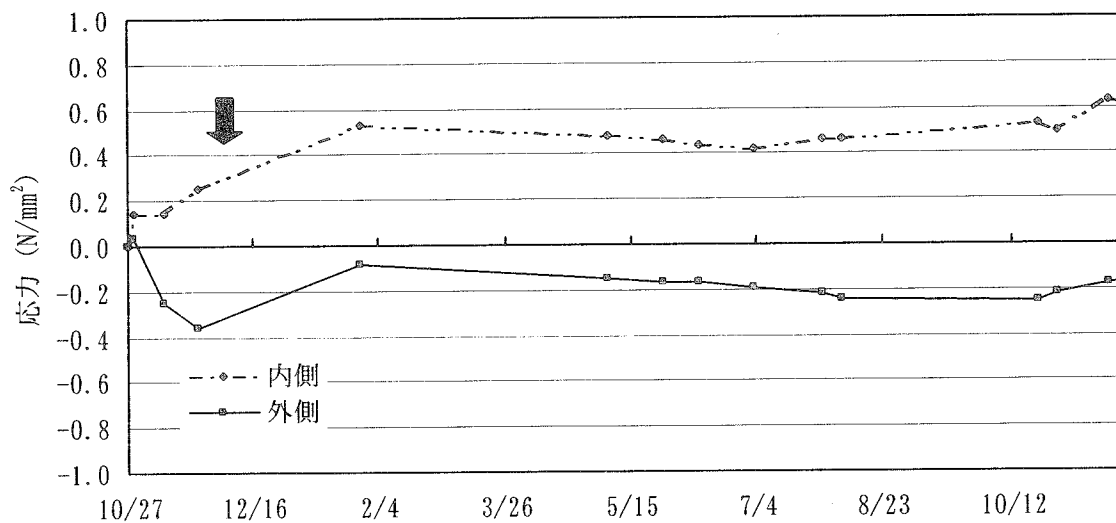


図-2.2.8(4) 覆工応力C2

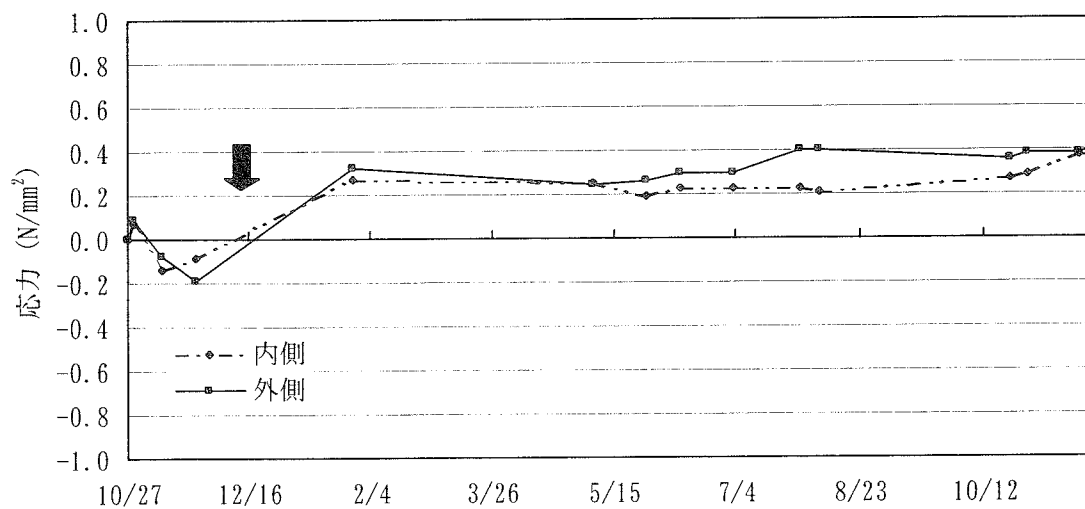


図-2.2.8(5) 覆工応力C1

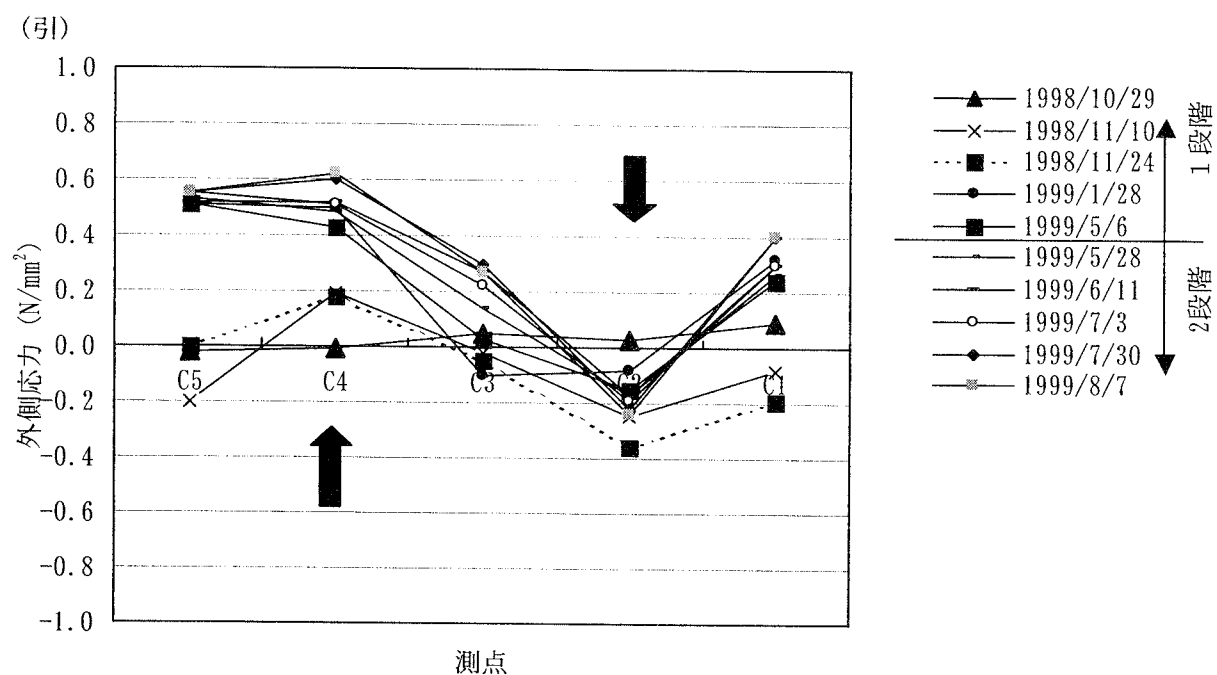


図-2.2.9 (1) 周方向応力分布図 (外側応力その1)

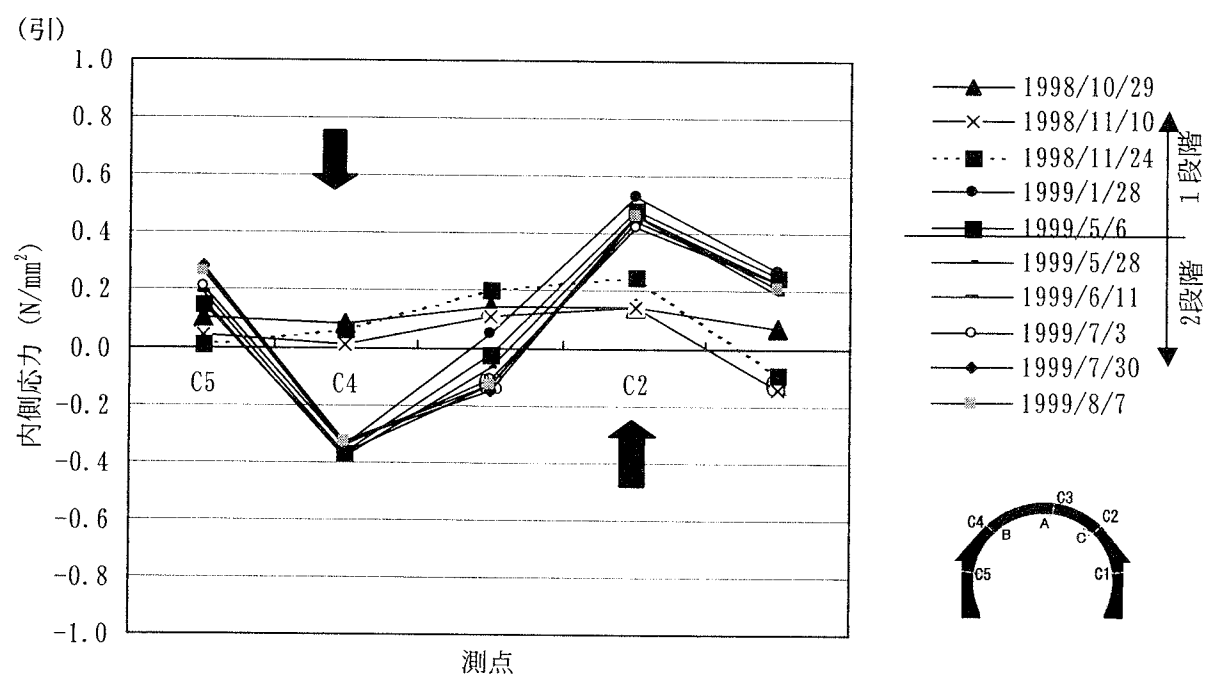


図-2.2.9 (2) 周方向応力分布図 (内側応力その1)

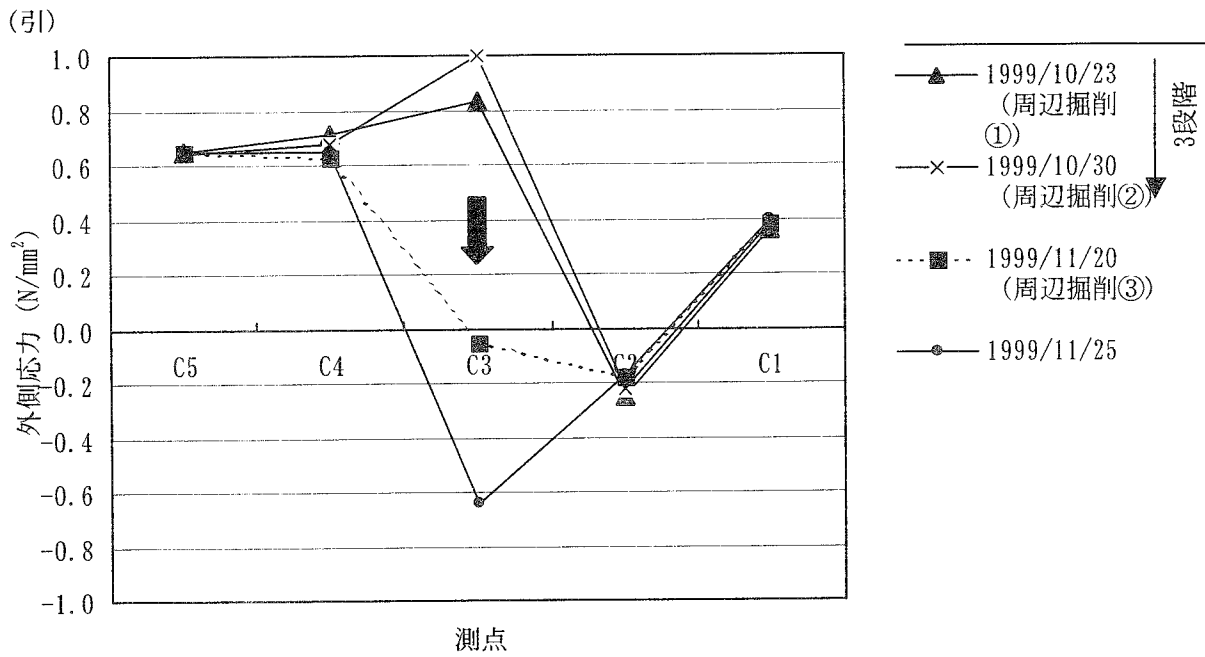


図-2.2.9(3) 周方向応力分布図 (外側応力その2)

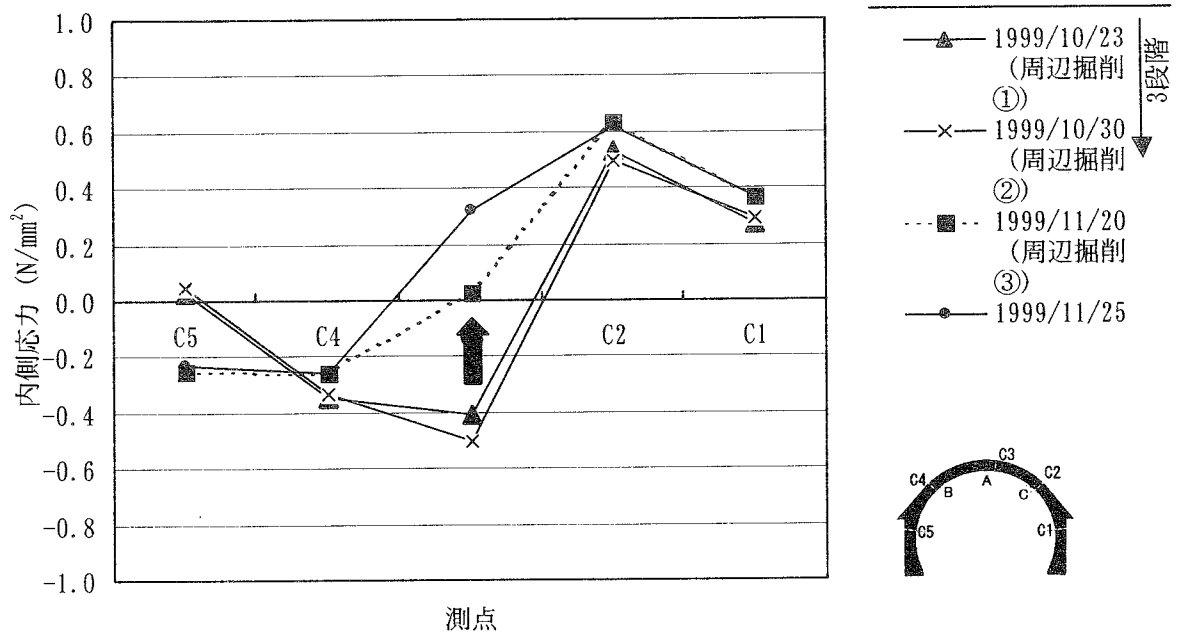


図-2.2.9(4) 周方向応力分布図 (内側応力その2)



図-2.2.10 内側応力概略図

(2) 絶対変位

図-2.2.11 に No.40+0 における覆工絶対変位の時系列結果を示す。鉛直変位 (A 点) を見ると、応力の結果とは異なり、1 段階までは増加 (隆起) しているものの、変化は小さく、その後、2 段階に入り切土の進行にともなって、単調に増加 (隆起) している。最終段階で覆工鉛直変位は、25mm 程度となった。また、B 点と C 点の水平変位は、1 段階までは山側へ変位し、2 段階以降は、全体に海側に変位しているのが分かる。ただし鉛直変位に比べて値は小さい (図-2.2.12 に変位ベクトル図を示す)。

次に、縦断分布を見る。図-2.2.13~15 は、3 断面の絶対変位計測の時系列結果を示したものである。3 断面ともほぼ同様な傾向 (水平変位に比べ天端の鉛直変位が大きく、2 段階から大きく増加している) を示している。図-2.2.16 に天端鉛直変位量の縦断方向の分布を示す。鉛直変位量は、2 段階に入り縦断的に違いが見られるが、周辺掘削②が終了するまでは、概ね一様な増加傾向を示していると言える。最終的には、No.41+05 が最も大きな値(45mm)を示した。

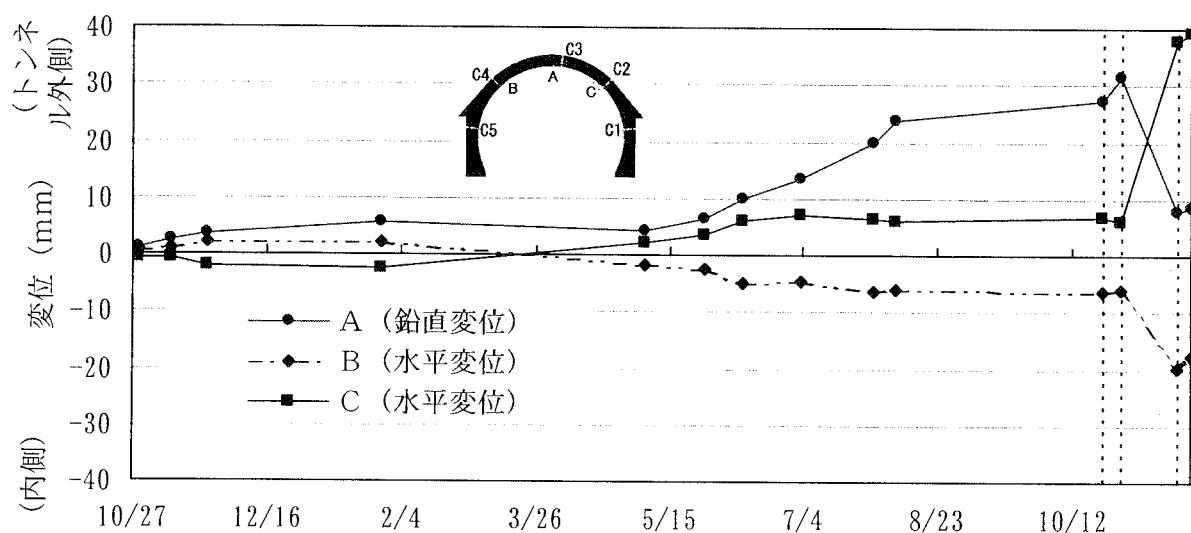


図-2.2.11 絶対変位 (No.40+00)

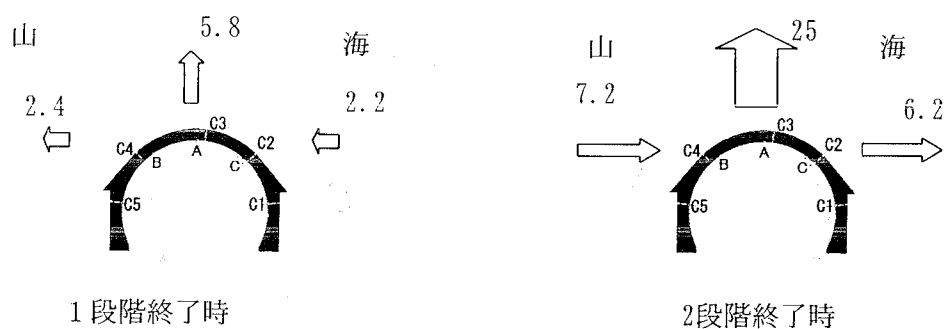


図-2.2.12 変位ベクトル図 (No.40+00)

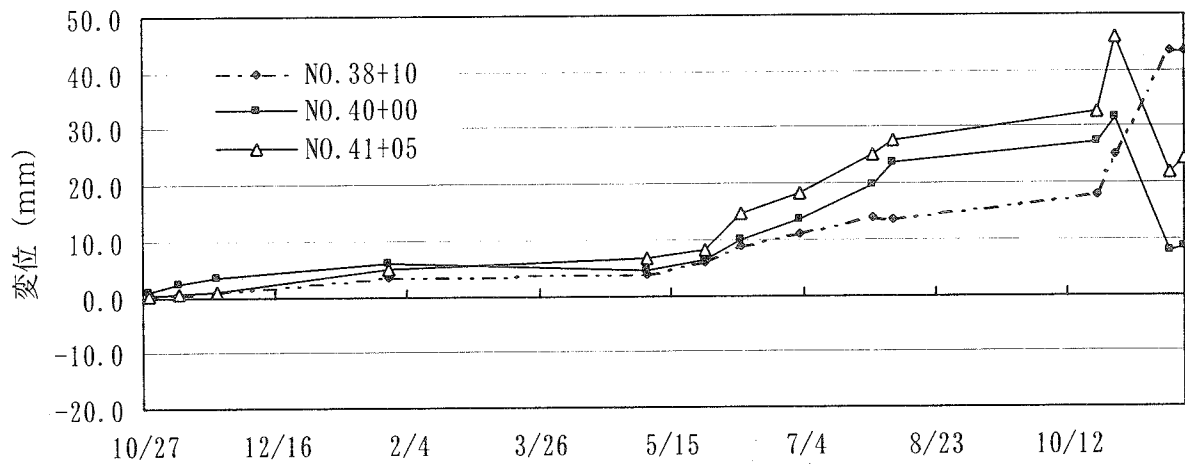


図-2.2.13 絶対変位 (A点鉛直変位)

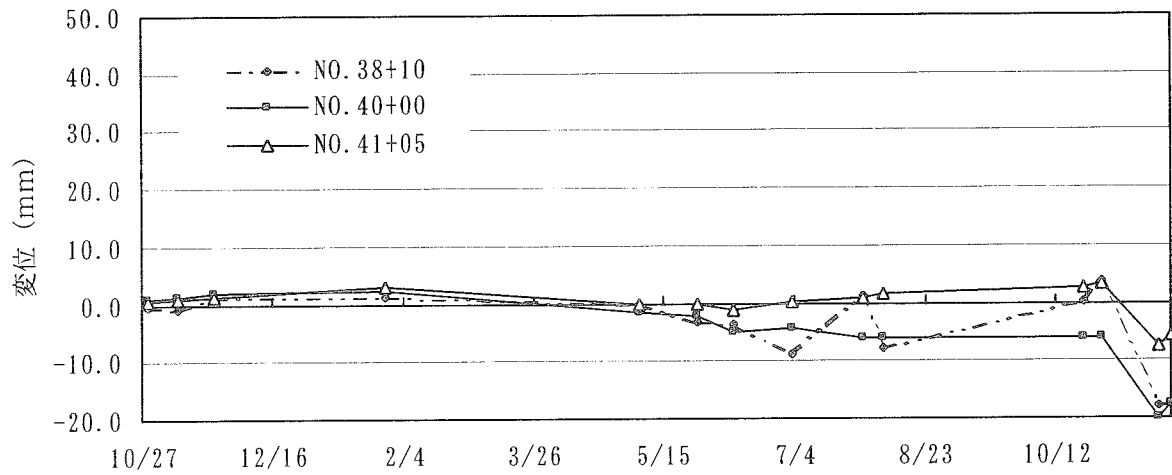


図-2.2.14 絶対変位 (B点水平変位)

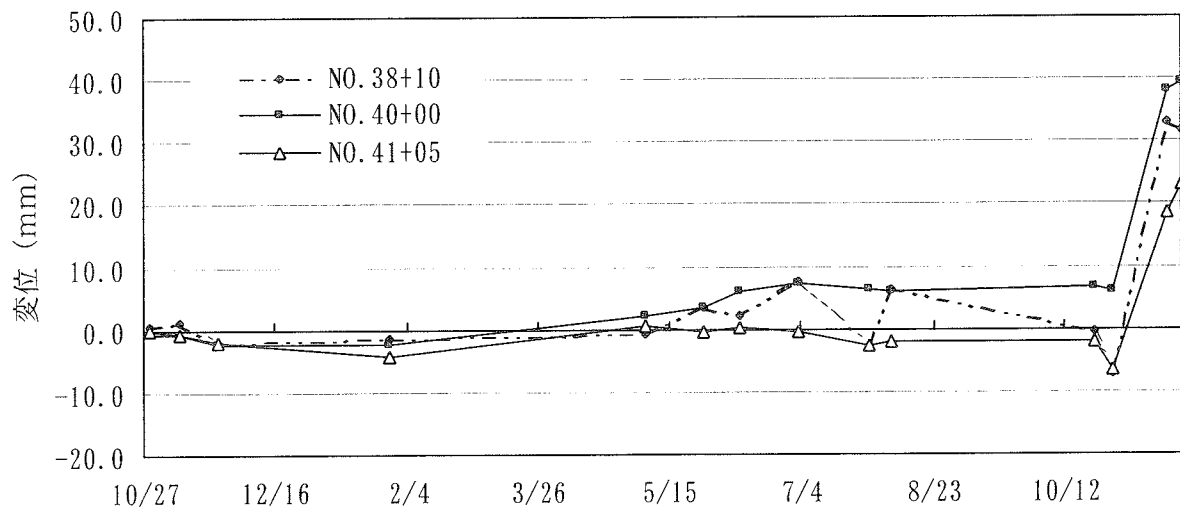
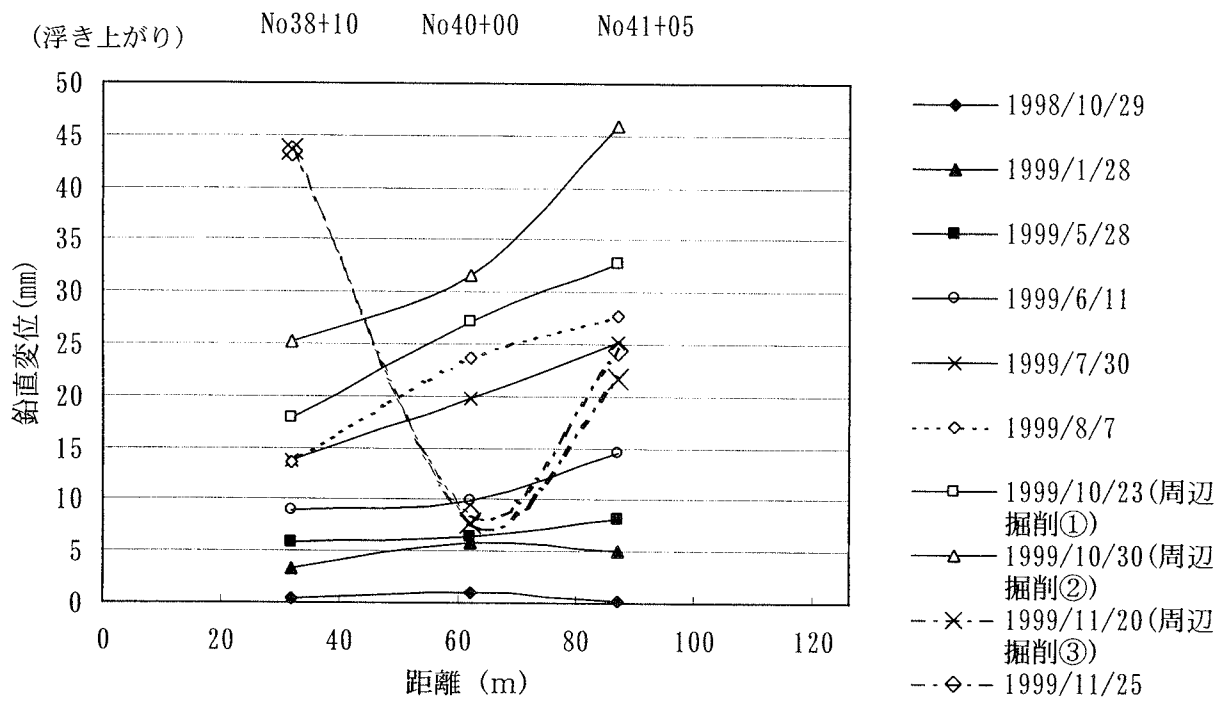


図-2.2.15 絶対変位 (C点水平変位)

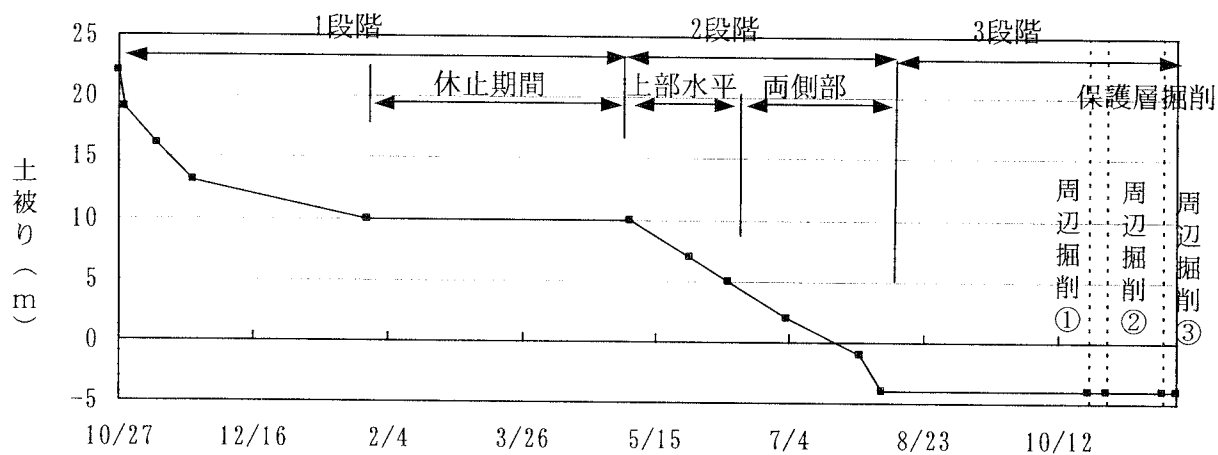


図－2.2.16 鉛直変位縦断分布図

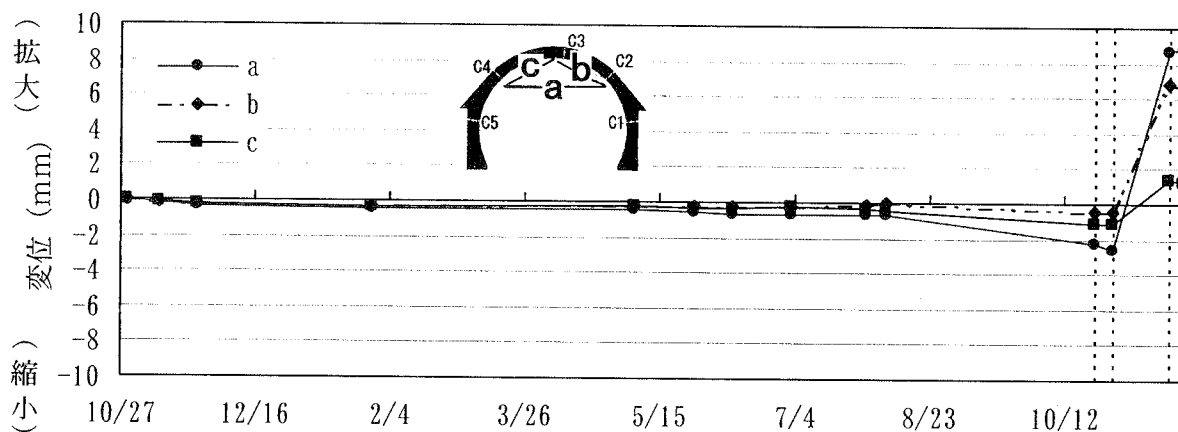
(3) 内空変位

図-2.2.17 に内空変位の結果を示す。a,b,c,側線とも周辺掘削②までは一様に縮小傾向になっている、周辺掘削③の周辺地山を完全に取除く段階になり、急激に拡大傾向に転じている。図-2.2.18 は、図-2.2.17 の 2 段階完了までの結果を拡大表示したものである。これを見ると、1 段階までは a,b,c,側線とも急激に縮み、その後、比較的緩やかな変化を示していることが分かる。これは、図-2.2.8 の覆工応力の変化と一致している。また、内空変位が全ての側線で縮小傾向にあることは、覆工自体は、除荷過程で終始浮き上がり傾向にあるにもかかわらず、周辺地盤からは相対的に載荷されていることを示している。特に水平側線の縮小量が最大であり、掘削にともない、側圧が卓越して作用していることを示していると考えられる。

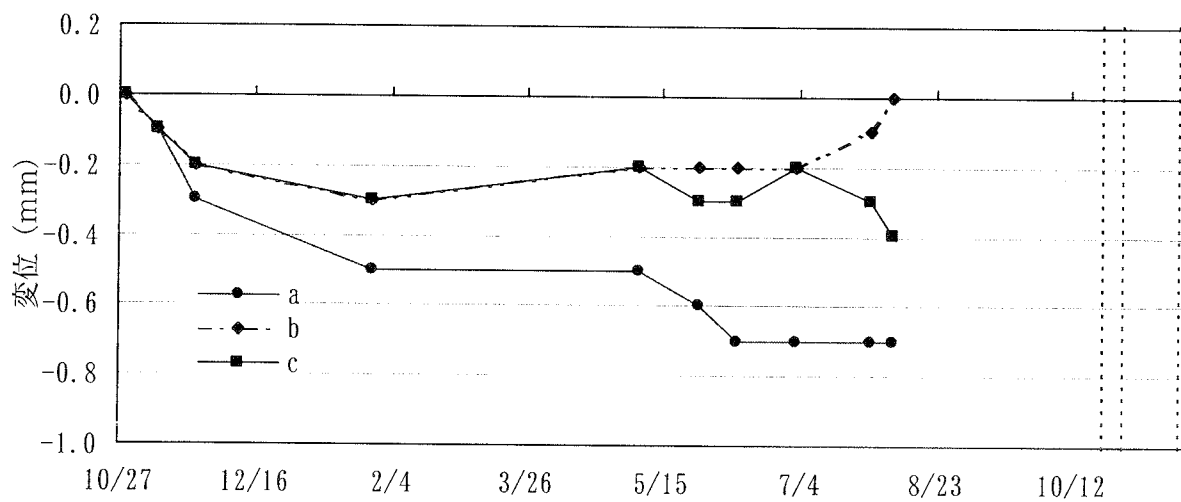
次に縦断分布を見る。図-2.2.19～21 に 3 断面の内空変位の結果を示している。さらに、図-2.2.22～24 にそれぞれの 2 段階までの結果を拡大したものを示す。図-2.2.22, 23 より、No.41+05 断面には他の 2 断面に比べ大きな内空変位が発生していることが分かる。さらに、No.40+00 断面と異なり 2 段階目の掘削に入り、より大きく縮小している。このことは、No.41+05 断面は土被りが薄くなるにつれて、さらに、側圧が増加していることを示していると推定できる。なお、7/4 以降は逆に拡大方向に転じているが(黒矢印参照)、これは上方からの水平掘削が天端まで到達し、側部の掘削に変わった時期に一致しており、側方への変形が可能になったためと考えられる。このように No.41+05 断面は、土かぶりがさらに薄くなる段階で、主計測断面 No.40+00 断面とは異なる内空変位の増加パターンであった。これは、覆工の鉛直変位も最大であること、土被りは No.40+00 断面より小さいことなどから考え、No.41+05 断面の地盤条件(地盤強度、ゆるみ状態など)が他の 2 断面より悪かったのではないかと考えられる。



図－2.2.7 掘削進行図（再掲）



図－2.2.17 内空変位図 (No. 40+00)



図－2.2.18 内空変位図 (No. 40+00 2段階終了8/7までの拡大図)

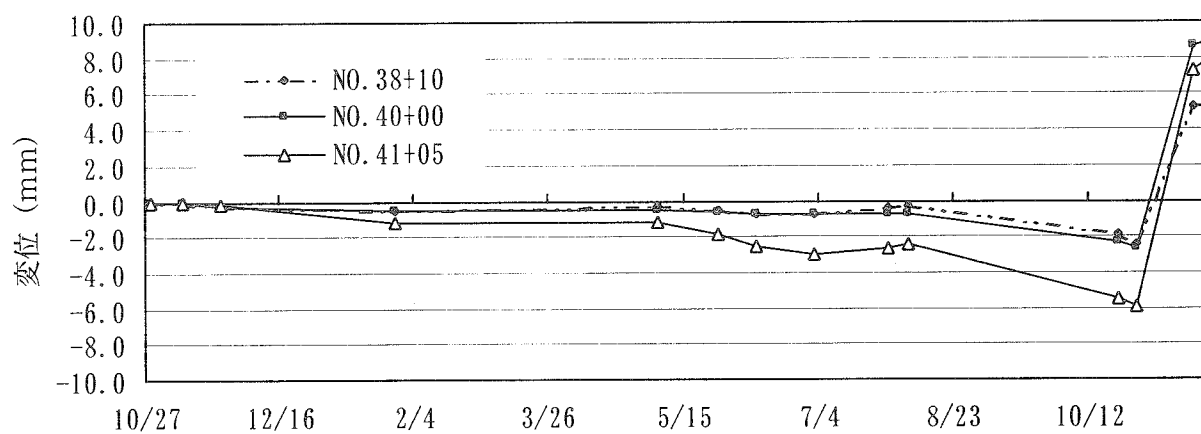


図-2.2.19 a側線内空変位図

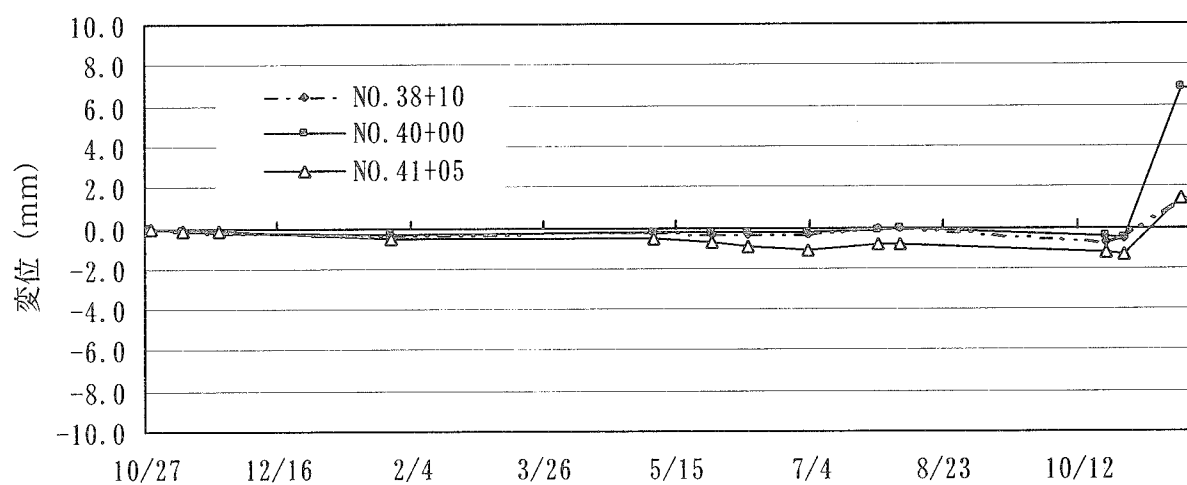


図-2.2.20 b側線内空変位図

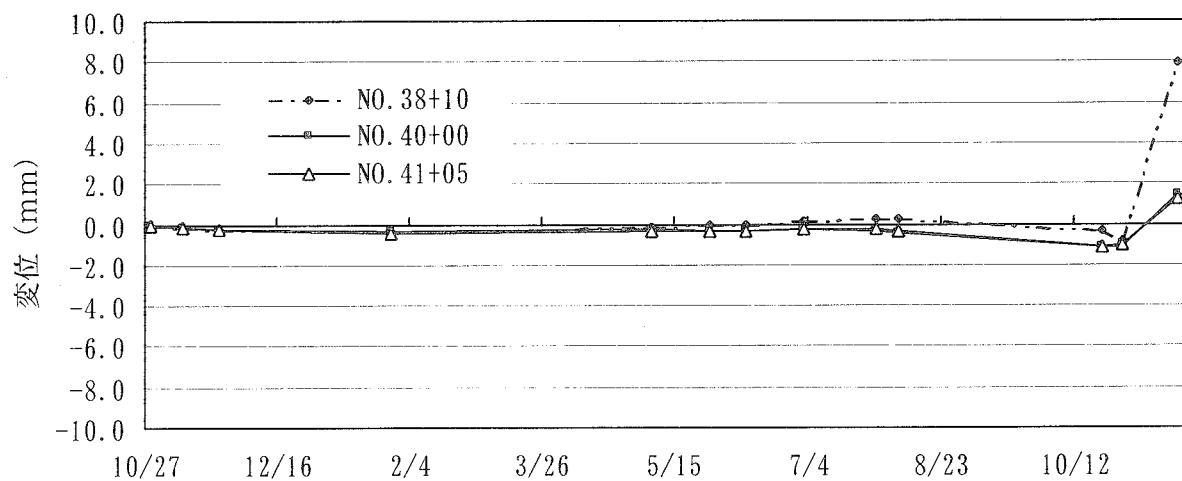


図-2.2.21 c側線内空変位図

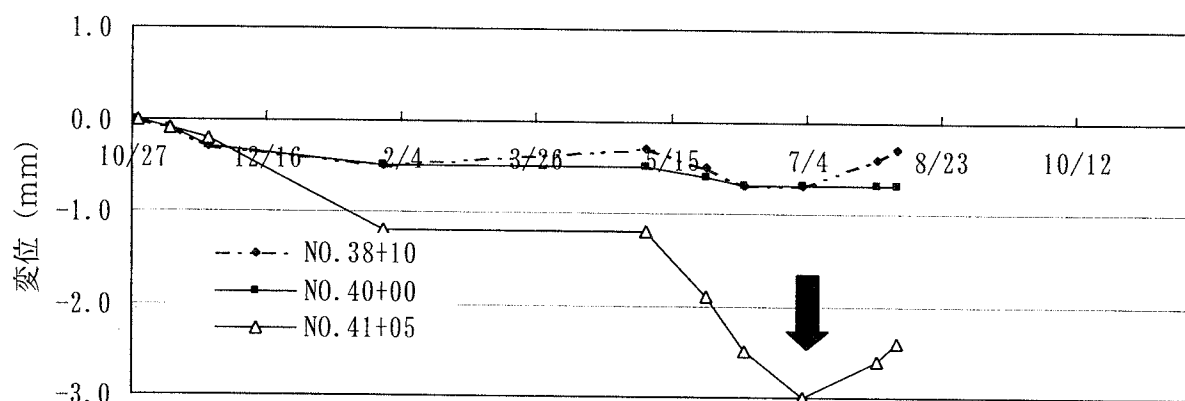


図-2.2.2.2 a 側線内空変位図 (2段階終了8/7までの拡大図)

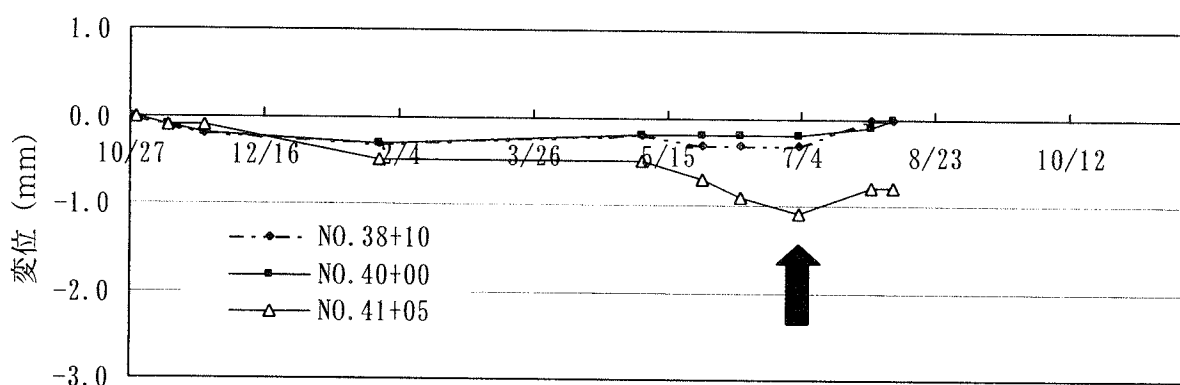


図-2.2.2.3 b 側線内空変位図 (2段階終了8/7までの拡大図)

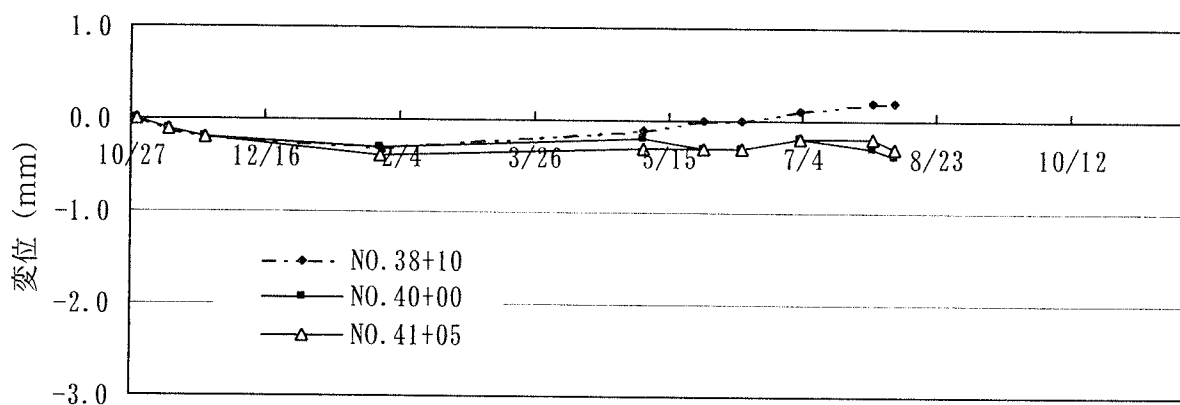


図-2.2.2.4 c 側線内空変位図 (2段階終了8/7までの拡大図)

(4) 地中鉛直変位

図-2.2.25 に天端部の地中変位の結果(最下点をゼロ点)を示す。鉛直地中変位計を設置(GH+35で設置)してから、3m 切土を実施した時の掘削面近傍(レベル4)の鉛直変位は、16.1mm の隆起となった。その時の深さ方向の影響範囲は、レベル2 までの 2m 程度の範囲であった。

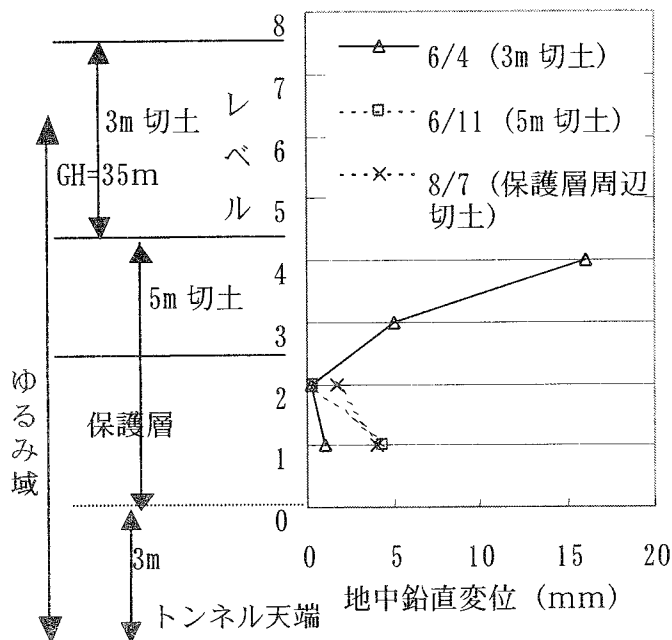


図-2.2.25 地中鉛直変位

次にこの計測結果から、レベル4 付近の地山変形係数を逆算してみる。

平面ひずみ状態を仮定し、さらに水平に掘削するため一次元変形のみ考慮すると以下のような関係式が成り立つ(図-2.2.26 参照)。

$$E = \frac{P_x}{\beta \epsilon_x}$$

$$\beta = \frac{1-\nu}{(1+\nu)(1-2\nu)} \quad P_x = \gamma \cdot d$$

γ : 単位体積重量 ($2.1 \times 10^4 \text{N/m}^3$)

d : 掘削深さ (=3.0m)

ν : ポアソン比 (=0.3)

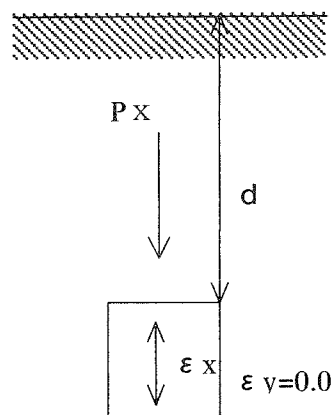


図-2.2.26 変数説明図

レベル3.5の所の平均ひずみは、 $\epsilon_x = (16.1 \cdot 5.0) / 1000 = 0.011$ となる。よって上記の式に代入すると $E = 4.3 \text{Mpa}$ となる。ゆるみ領域の地山変形係数は、孔内水平載荷試験より 5.0Mpa (表-2.2.1 参照)であるので、簡単な式であるが比較的良く合っていることが分かる。

2.3 和田トンネル

2.3.1 工事概要

本工事は、道路の拡幅工事にともない、既設トンネル（全長 100m、最大土被り 25m）を撤去し、新設の道路を近接して施工するものである。図-2.3.1～3 に平面図、縦断面図、断面図をそれぞれ示す。切土範囲は、断面図（図-2.3.3）に示すように、トンネルの左側は、最大切土高さの 1/2（ $EL=63.85m$ ）まで、右側は、トンネルより 1.5D 以上離れた位置までの掘削を行った（一次掘削範囲）。一次掘削完了後、現交通を掘削側へ切回し、トンネル周辺掘削を実施した。なお、周辺掘削範囲の違いにより、トンネルは三つの区間に分けられる（図-2.3.1 平面図参照）。起点側から約 37m は、周辺をすべて掘削しトンネルを撤去する区間である。それ以外はトンネルを残し、必要な範囲を掘削した（断面図参照）。さらにその区間は、側方切土面までの離れの違いで、1.0D 以下の区間および 1.0D 以上の区間に分けられる。最も厳しい断面で既設覆工と掘削面までの距離が 0.5D 未満となった（図-2.3.3(B)No301+00 断面図参照）。なお、本報告書では、一次掘削中は特にトンネルに応力発生など生じなかったため、その後の二次掘削の計測結果について述べる。

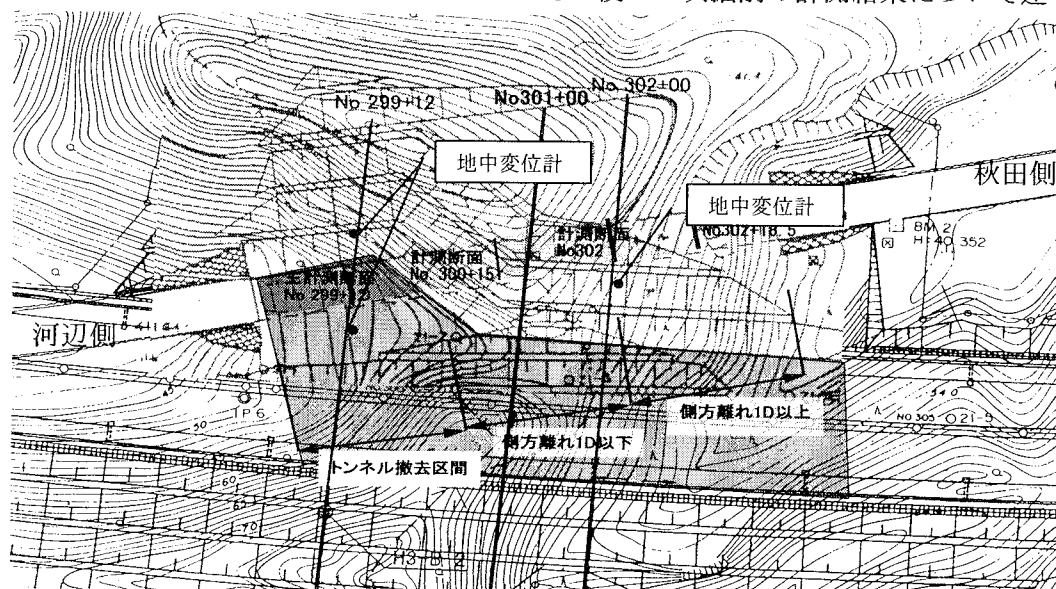


図- 2.3.1 平面図

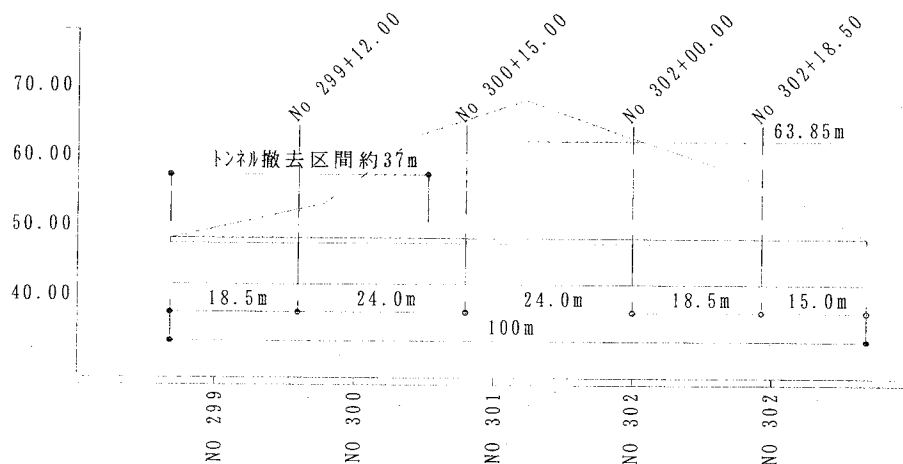
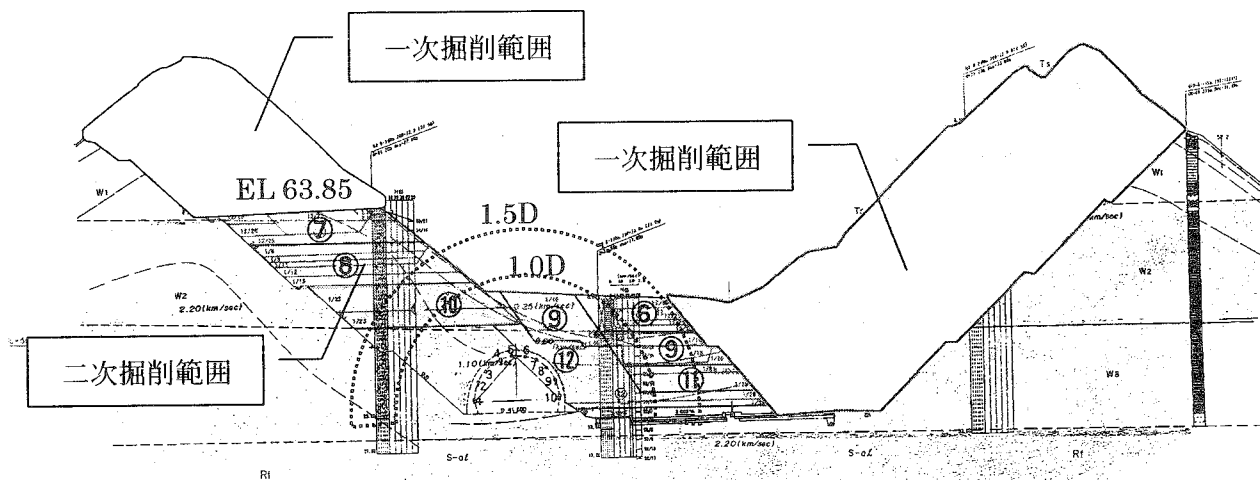
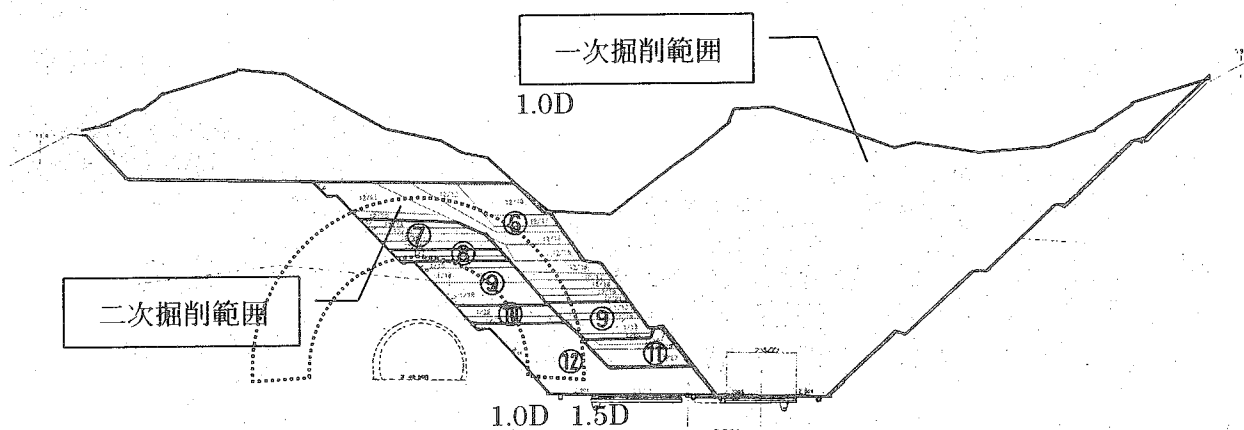


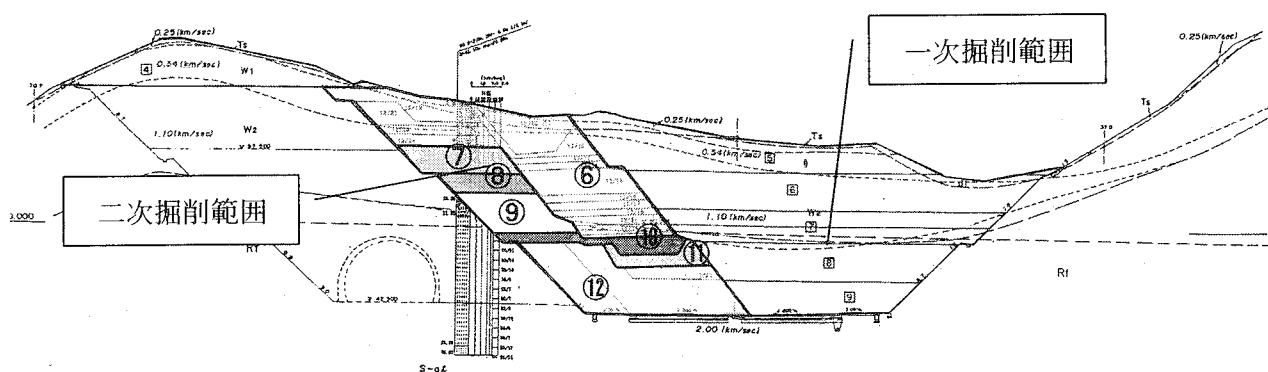
図- 2.3.2 断面図



(A) No299+12 (トンネル撤去区間)



(B) No301+00 (側方掘削範囲まで1D以内の区間：偏土圧が厳しい断面)



(C) No302+00 (側方掘削範囲まで1D以上の区間)

図-2.3.3 断面図

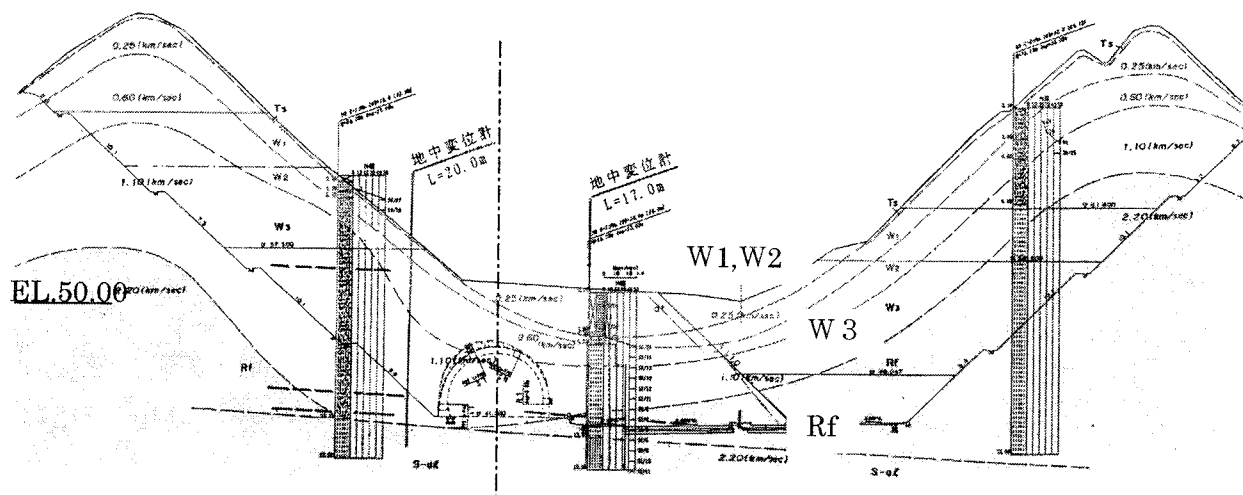
2.3.2 地質条件

主に笹岡層、天徳寺層のシルト岩を主体とし、標高 49.5～51.5m までは亀裂の発達した岩体 (W1,W2) である。この標高を境して急激に岩相が変化し、塊状シルト岩となっている。切土のり面の観察から、亀裂部と塊状部の境界から地下水のしみ出しが確認された。

下表に、孔内水平載荷試験より求めた地盤定数を示す。

表- 2. 3. 1 地盤定数

地層名	N 値	単位体積重量 (KN/m ³)	地山変形係数 (Mpa)		ポアソン比
			圧縮側	除荷側	
d t	10 以下	17.0	3.50	6.13	0.35
W1		18.0	8.75	14.90	0.30
W2	50 以上	18.0	175.00	297.50	0.30
W3	50 以上	18.0	402.50	684.30	0.30
Rf	50 以上	18.0	630.00	1071.00	0.30



2.3.3 計測方法

トンネルを撤去する範囲は、No.299+12 を主計測断面とした。計測断面の位置は図-2.3.1 の平面図に示す。
 なお偏土圧が最も厳しい断面(No.301+00)に近い計測データは No.300+15 断面である。なお、No.302+00 と
 No.302+18.5 断面に関しては、一次掘削時終了までの計測結果であるので、本報告書では述べない。

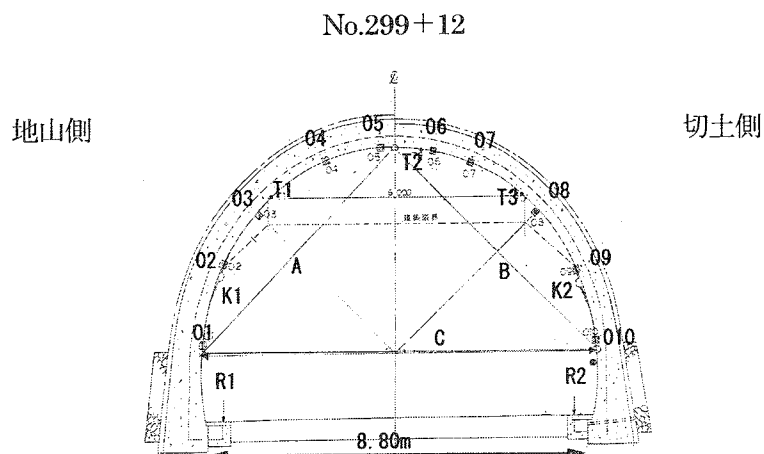


図-2.3-5 計測機器配置図

表-2.3-2 計測項目一覧表

計測位置	計測項目		箇所数	備考
NO. 299+12 主計測断面	覆工応力測定	表面設置型ひずみ計	10箇所	01～10
	内空変位測定	カンパ-型	3箇所	A～C
	三次元変位測定	光 波	3箇所	T1～3
	地中水平変位	孔内傾斜計	2箇所	図-2.3.4参照
	亀裂変位	亀裂変位計	2箇所	K1～2
NO. 300+15	三次元変位測定	光 波	3箇所	
	亀裂変位	亀裂変位計	2箇所	
NO. 302+00	三次元変位測定	光 波	3箇所	
	地中水平変位	孔内傾斜計	1箇所	
NO. 302+18.5	三次元変位測定	光 波	3箇所	
5mピッチ	路盤沈下量	光 波	20箇所	R1～2

2.3.4 掘削順序

トンネル撤去区間の施工順序は、なるべく左右バランスするように、図-2.3.6 (A) に示す順序で切土を実施した。トンネル残置区間は側部切土となり、図-2.3.6(B)に示すような施工順序で行った。図-2.3.7 にトンネル撤去範囲を示す。

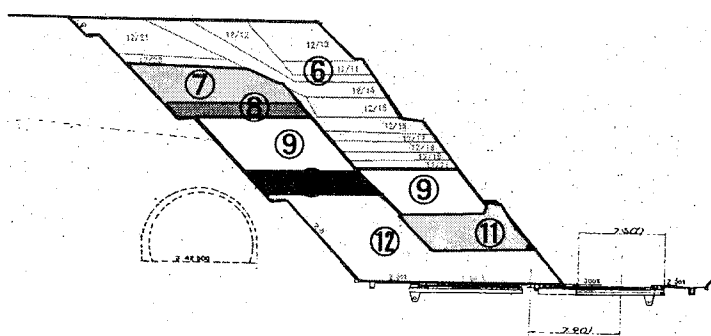
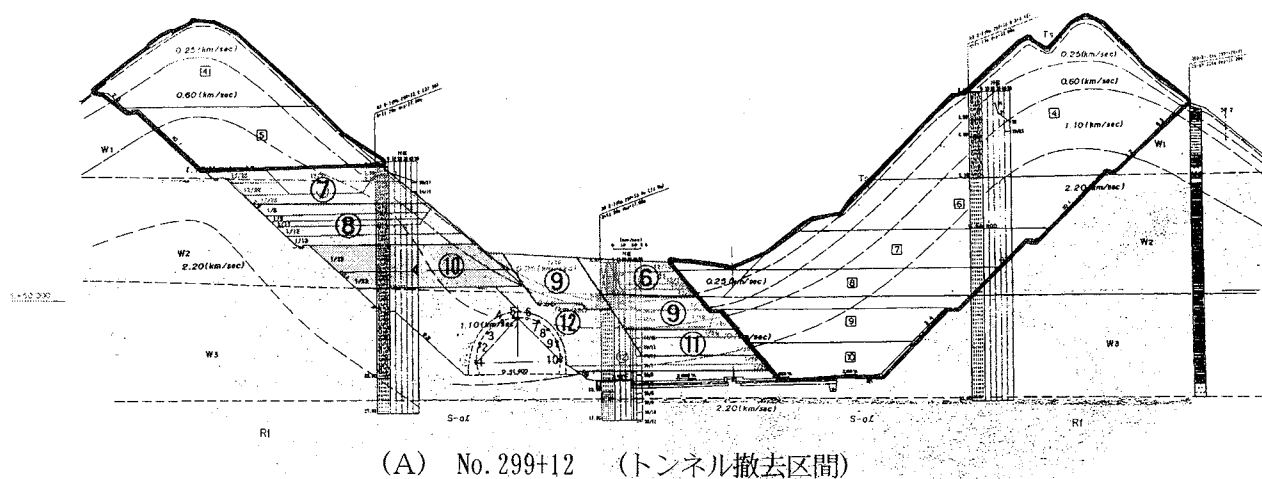


図- 2.3.6 掘削順序図

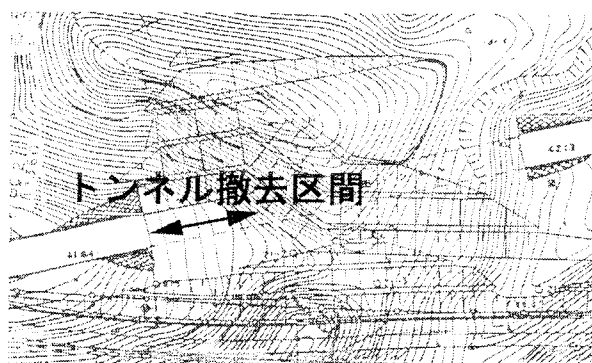


図- 2.3.7 掘削範囲

2.3.5 既設トンネルの状態

(1) 施工方法

昭和 37 年に上半先進工法により施工された。

掘削は人力で行い、インバートコンクリートは打設していない。

(2) 目視観察結果

a. ひび割れ・剥落

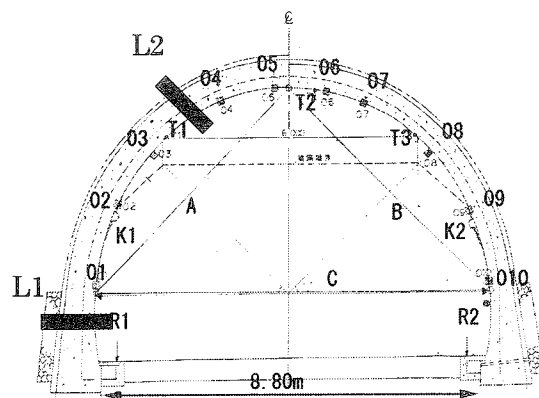
全体に老朽化しており、トンネル覆工表面には、微細なひび割れ、目地モルタルの剥落などが見られるものの、構造的な欠陥は特に見当たらなかった。坑口部は、凍害によるものと考えられる剥落が確認された。

b. 漏水

施工目地、ひび割れに沿ってにじむ程度である。

(3) 覆工

一軸圧縮強度は、 $18\sim 32\text{N/mm}^2$ の範囲あり、強度低下は特に無かった。さらに坑口部、中央部での差も認められなかった。応力解放法による初期応力測定の結果、天端部、側壁部の覆工表面には、それぞれ $L2:0.6\text{N/mm}^2$ と $L1:2.8\text{N/mm}^2$ の引張応力が働いていた。なお側壁には 0.3mm 未満の微細なひび割れが集中していた。



(4) 背面空洞

トンネル周辺背面は、施工時に玉石が詰められており、特に空洞は無かった。ただし、トンネル周辺には、 2m 程度のゆるみ域（風化帯）が確認させている。

(5) その他

覆工コンクリート背面の木製支保工は著しく腐食していた。

2.3.6 トンネル撤去区間の計測結果と考察

(1) 覆工応力

a. 時系列変化（土被りの変化）

図-2.3.8(1)～(3)に No.299+12 断面の覆工応力の時系列分布を示す。

全体の傾向を見てみる。左側側壁部計測点 1～3 は最終掘削まで発生応力は小さく、特に傾向はない。アーチ部の計測点 4～7 の発生応力は、他の計測点に比べて大きく、またそれぞれの変化は相関が高い。特に 4 と 6 は強く、4 の引張応力が発生している時に、6 に圧縮応力が発生していることが分かる。右側側壁部計測点 8～10 は⑨ステップ以降、計測点 1～3 と同程度の小さなオーダーではあるが、引張応力が単調に増加していることが分かる。

応力変化の大きい計測点 4 の値は（図-2.3.8(2)の黒矢印）、ステップ⑦の掘削後の休止期間の終了時に、増加が起こるが、その後ステップ⑧で左側の荷重を取除くと応力は低下した。さらに、⑨の掘削を行うと再度偏土圧状態となり応力が増加するが、⑩の偏荷重を取除くと再び応力が低下した。このように左右交互にバランスさせながら掘削することで、弾性変形内に抑え、覆工への発生応力が小さく抑えられることが分かる。

b. 影響範囲

影響範囲（覆工に応力が発生し始める距離）は、上部については⑦ステップ掘削完了時の 2.0D である。これは偏土圧を受けているためと考えられる。

c. 周方向分布

図-2.3.9(1)～(4)にトンネル周方向の分布を示した。休止期間中ではあるが、1月6日に急激に測定点4で引張応力が発生しており、空間的に非対称な応力モードになっている。しかし、⑧を掘削した1月13日のデータを見ると、再び1月5日と同じようなモードに戻っている。さらに、1月20日のステップ⑨完了時に再び4に比較的大きな引張応力が発生し、1月6日のモードに比べより非対称になっている。しかし、ステップ⑩完了の1月25日を見ると再び引張応力を含め応力は全体的に小さくなっていることが分かり、時系列変化で見たような、左右交互に切土することの特徴が確認できる。最終的には、2月1日の結果のように測点4で大きな引張応力が、測点7で同程度の圧縮応力が発生している。図-2.3.10に最終段階での周方向の応力分布の概略図（＝変形モード）を示す。

d. 最大発生応力度

応力の最大値は引張応力で 0.4N/mm^2 程度、圧縮応力でも 0.4N/mm^2 程度であった。なお、目視観測では、最終段階（覆工周辺のすべての掘削終了）まで新たなひび割れなど変状は確認されていない。

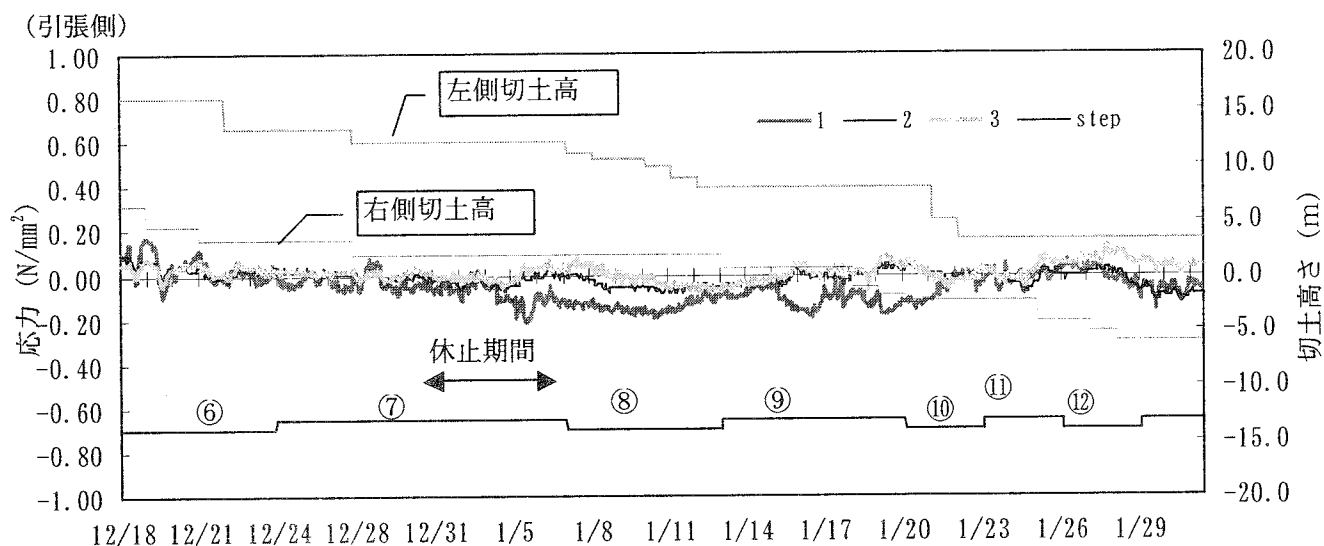


図-2.3.8(1) 覆工応力 (1)

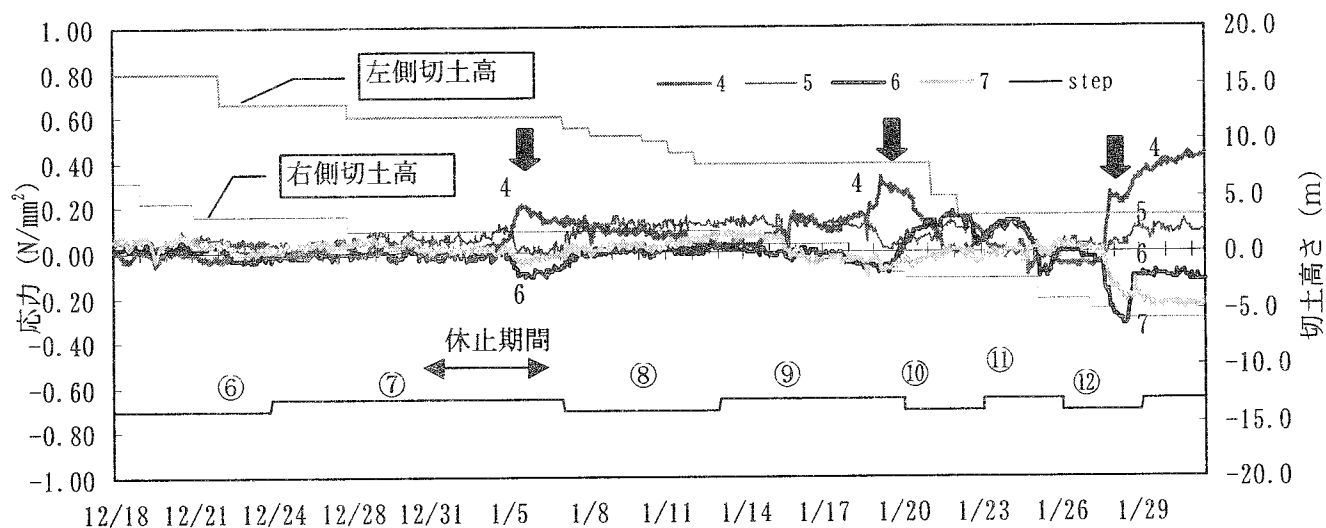


図-2.3.8(2) 覆工応力 (2)

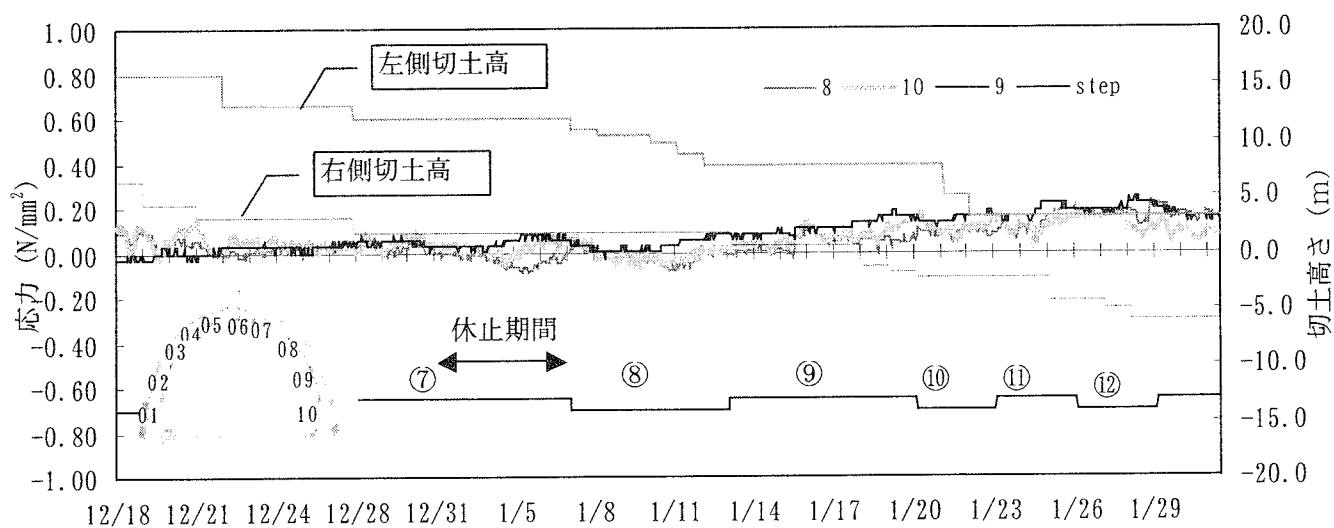


図-2.3.8(3) 覆工応力 (3)

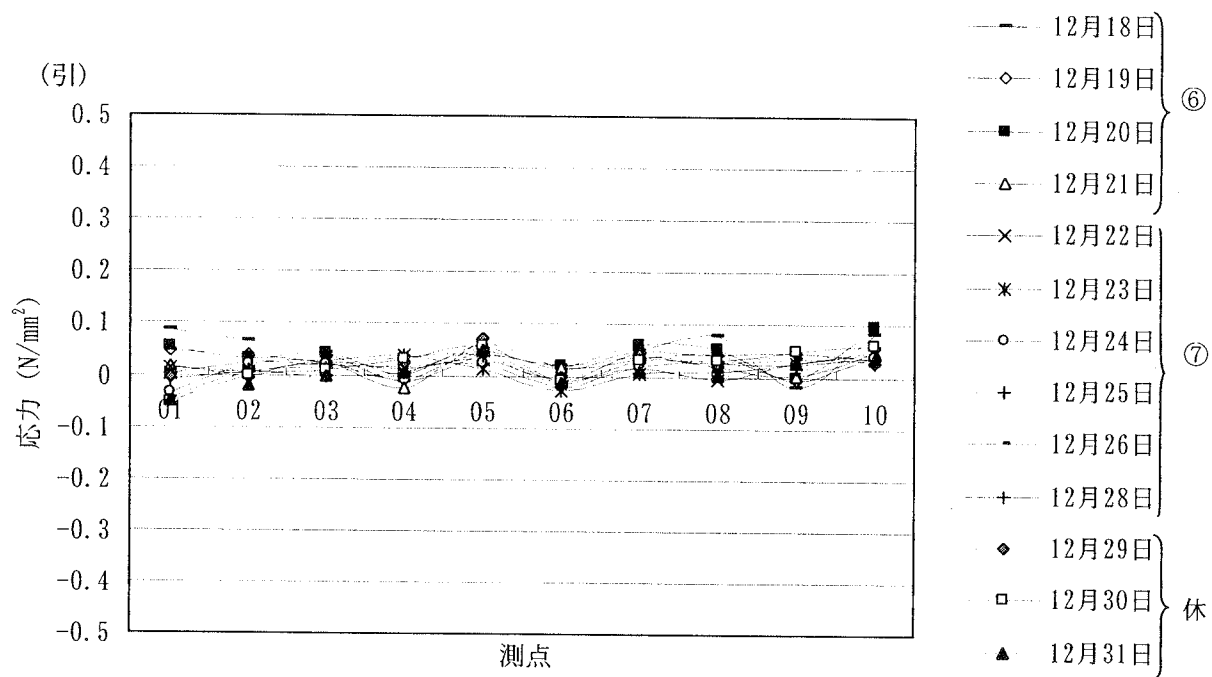


図-2.3.9(1) 周方向応力分布図(1)

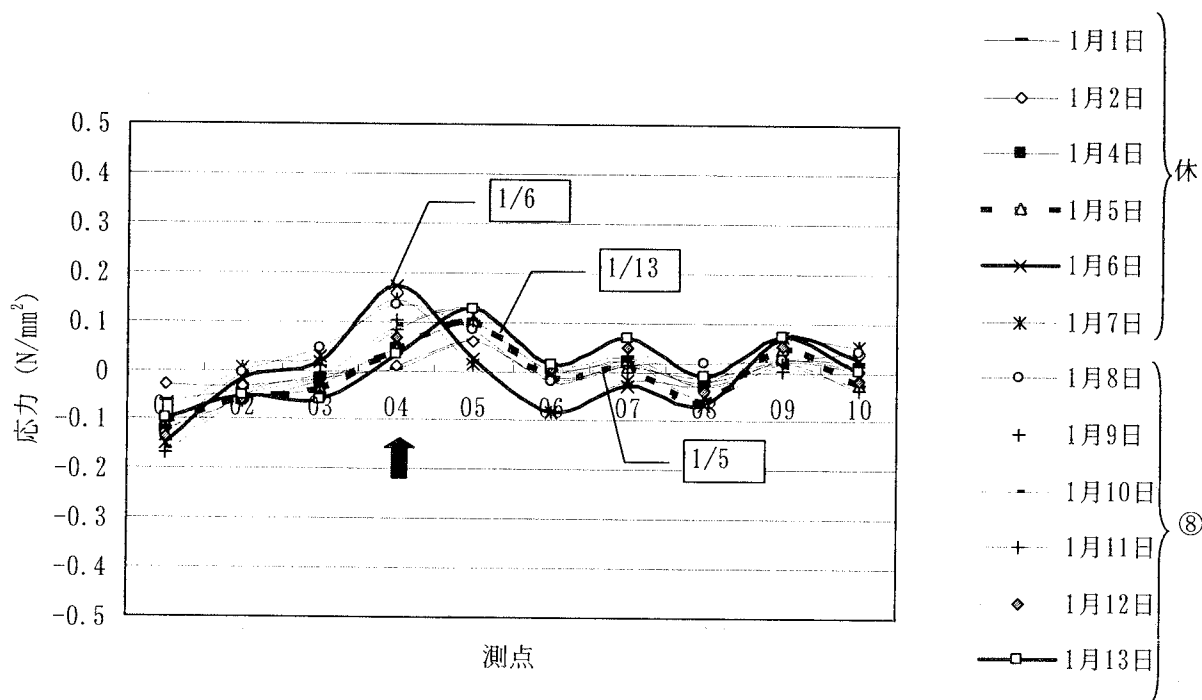


図-2.3.9(2) 周方向応力分布図(2)

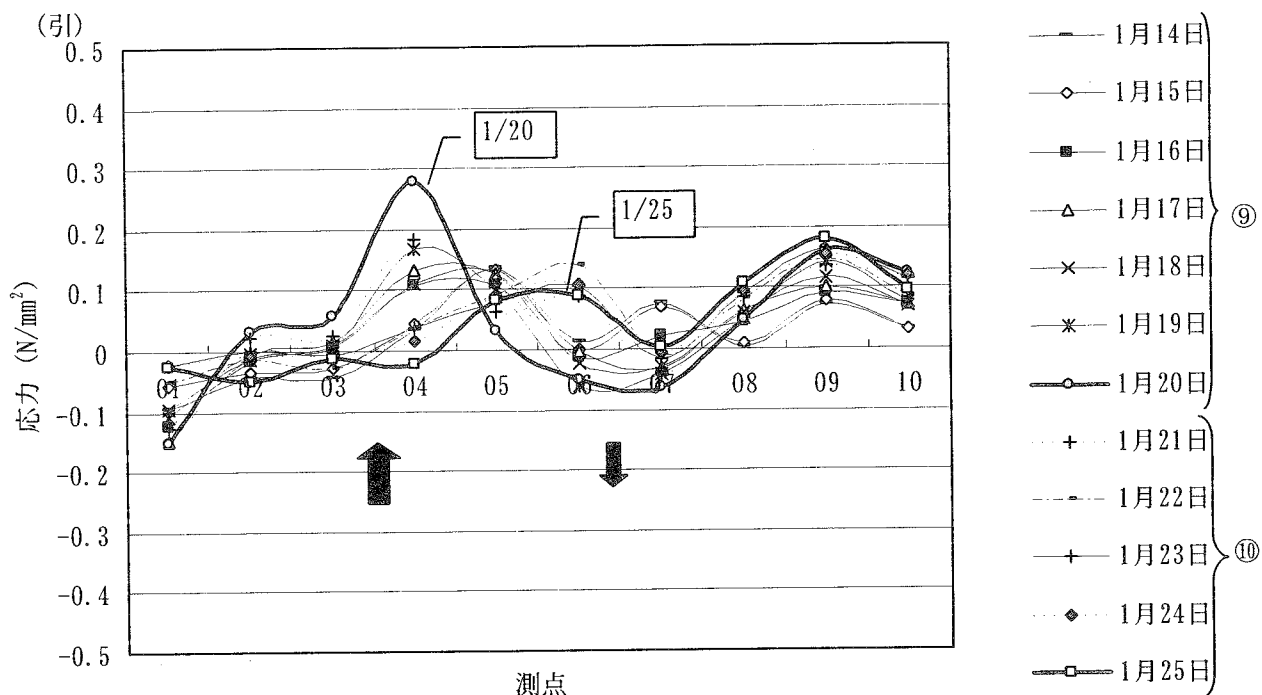


図-2.3.9(3) 周方向応力分布図(3)

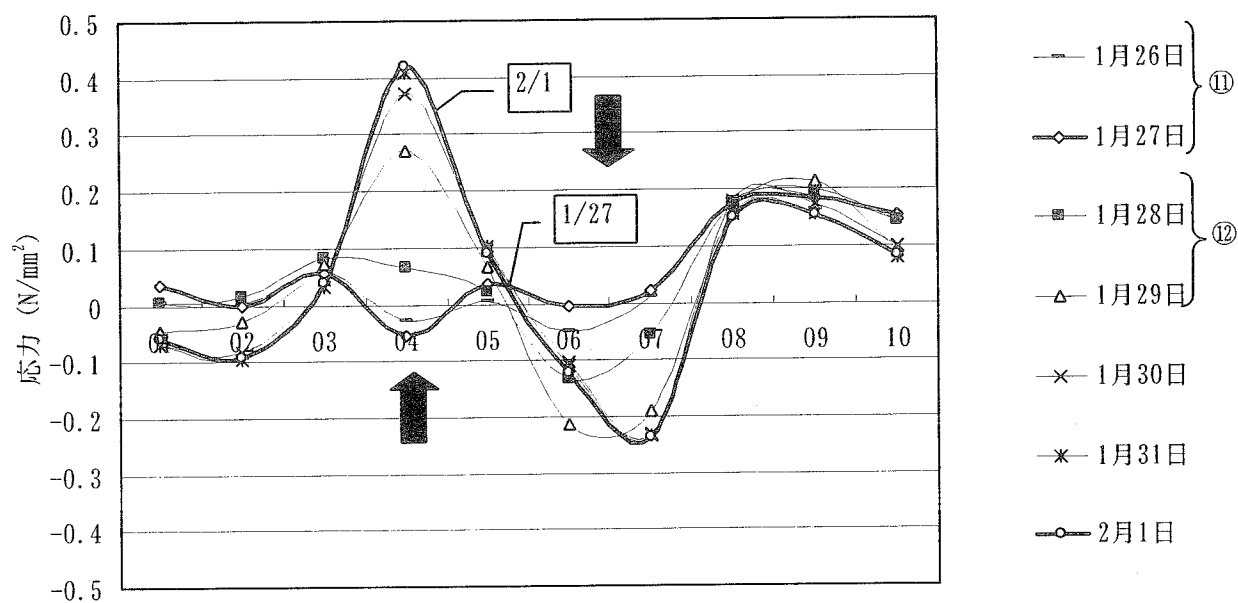


図-2.3.9(4) 周方向応力分布図(4)

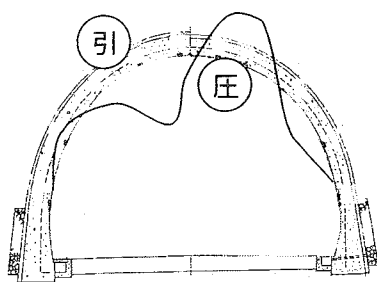


図 2.3-10 周方向応力分布概略図

(2) 絶対変位

a. 三次元変位

図-2.3.11 に掘削進行図および座標軸、図-2.3.12(1)～(3)に三次元変位の時系列結果を示す。Z 方向（上方）と X 方向（横断方向）の変位は、Y 方向（縦断方向）に比べ大きく変形しており、二次元的な挙動を示している。また、X 方向は⑧までは左側に変形し、⑨ステップ以降は逆に右側へ変形している。一方、鉛直方向の変位（Z 方向）は、ほぼ単調に増加（隆起）傾向にある。なお、3 点（L,C,R 点）とも同様な変化をしており覆工は一様に移動していた。図-2.3.13 に No.299+12 の最終変位のベクトル図を示している。これから、覆工はそれぞれの方向にほぼ一様に移動しているのが分かる。

b. 路面変位

インバートがないことより路盤変位は、地盤のリバウンド量を示していると考えられるが、図-2.3.14 に路面沈下量の時系列結果を示す。どの測点でもほぼ同様な傾向を示し、⑩ステップ以降急激に増加している。また、縦断方向の変化は、図-2.3.15 に示すが、起点から 20m 程度までの隆起量は、土被りに依存して増加しているが、それ以降は、土被りに依存せず、変化は小さい（図-2.3.2 参照）。

図-2.3.12(3)の覆工鉛直変位のグラフは路盤変位（地盤リバウンド量）を併せてプロットしているが、最終変位としては、同程度の量であることが分かる。しかし、覆工変位が切土進行と共に単調に増加するのとは異なり、路盤変位（地盤の変形）は、先に述べたように⑩ステップから急激に増加しており、⑨から⑩ステップで変位量の差が最大（黒矢印参照）になっている。このように、地盤の変位と覆工の変位の増加にはずれがあった。

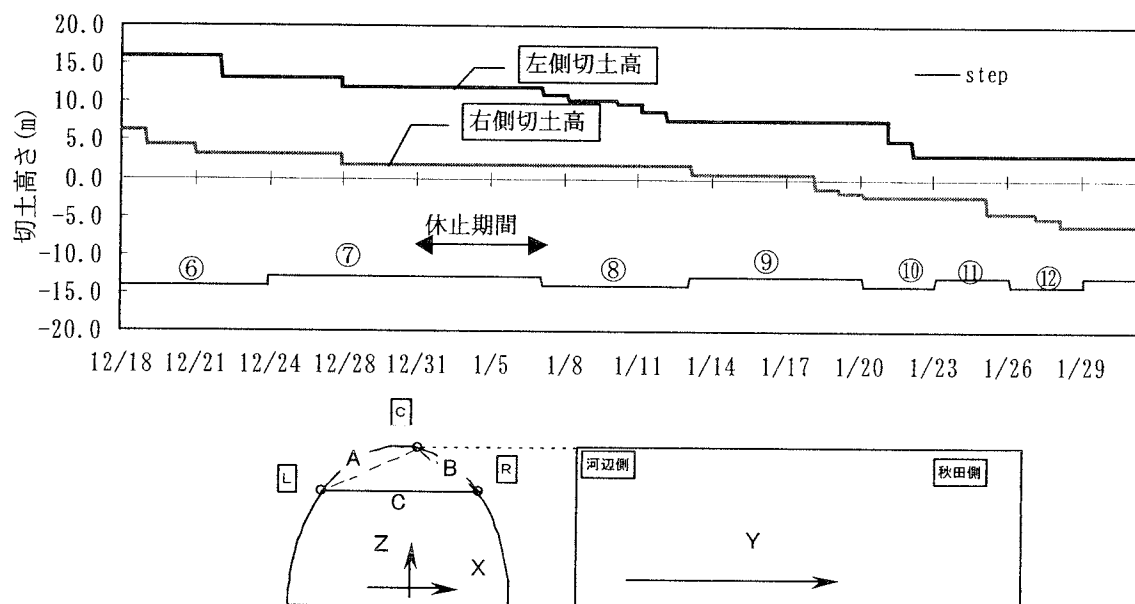


図-2.3.11 掘削進行および座標軸

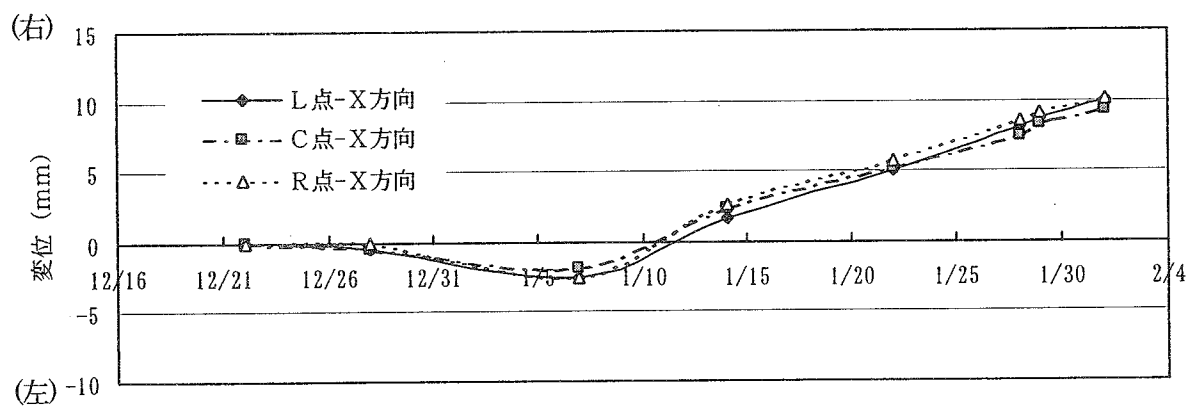


図-2.3.12(1) 三次元変位 (No299+12 X方向)

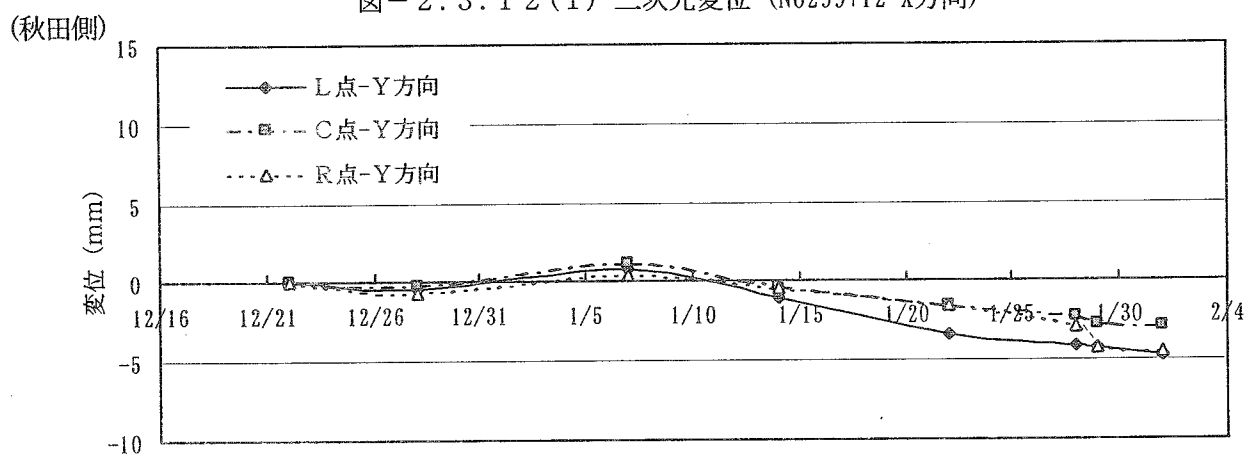


図-2.3.12(2) 三次元変位 (No299+12 Y方向)

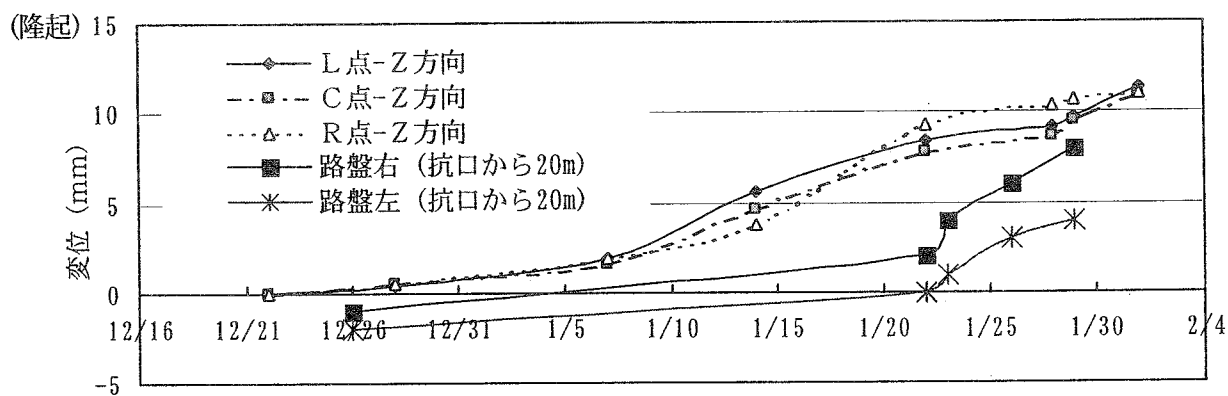


図-2.3.12(3) 三次元変位 (No299+12 Z方向)

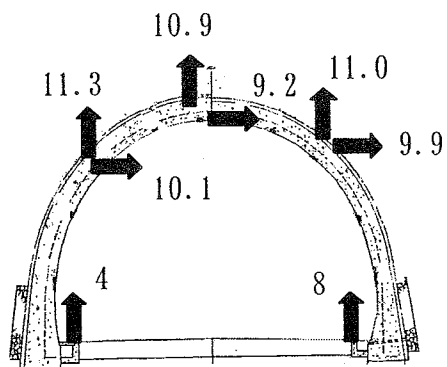


図-2.3.13 覆工変位ベクトル図 (No 299+12 最終)

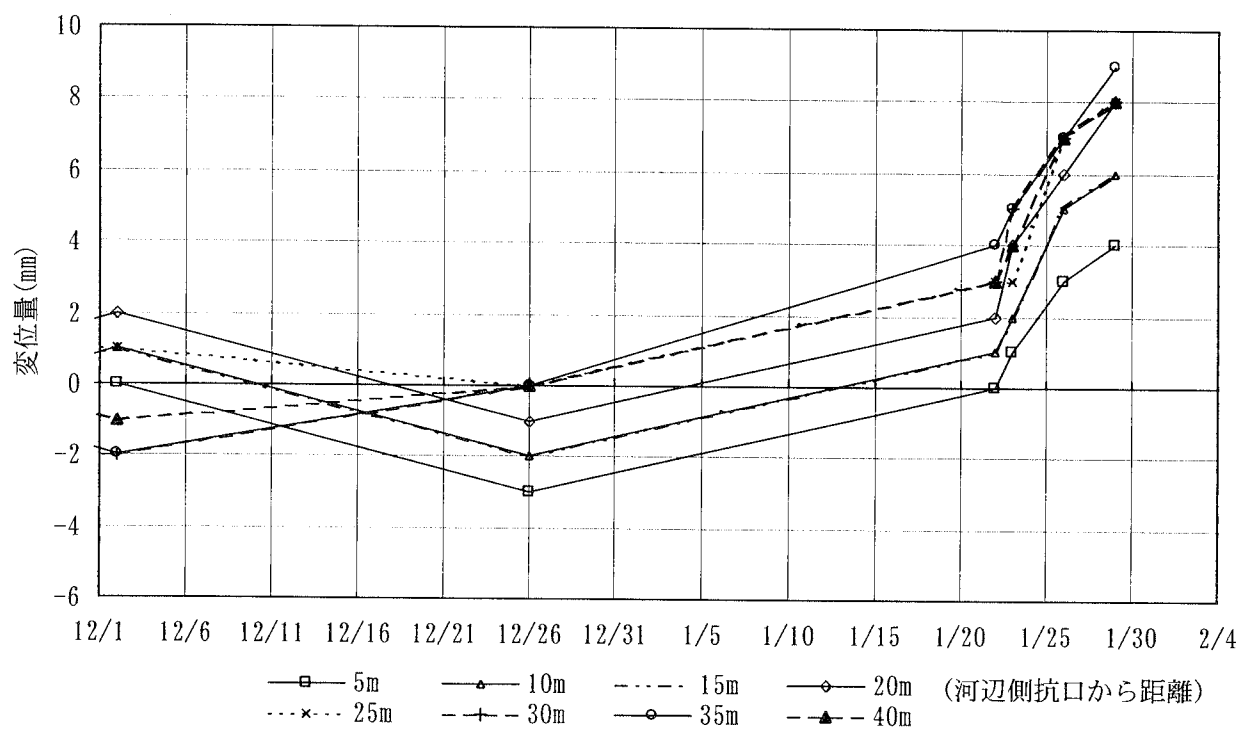


図-2.3.14(1) 路盤沈下時系列分布 (右側)

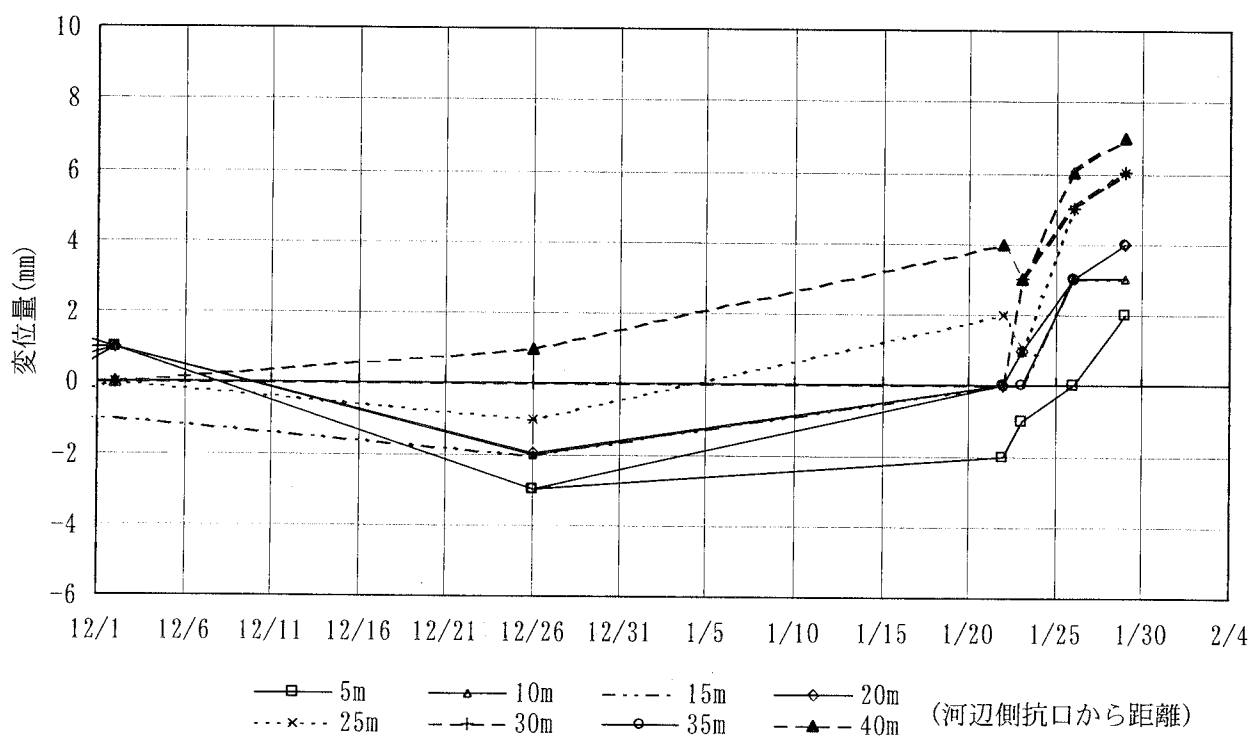


図-2.3.14(2) 路盤沈下時系列分布 (左側)

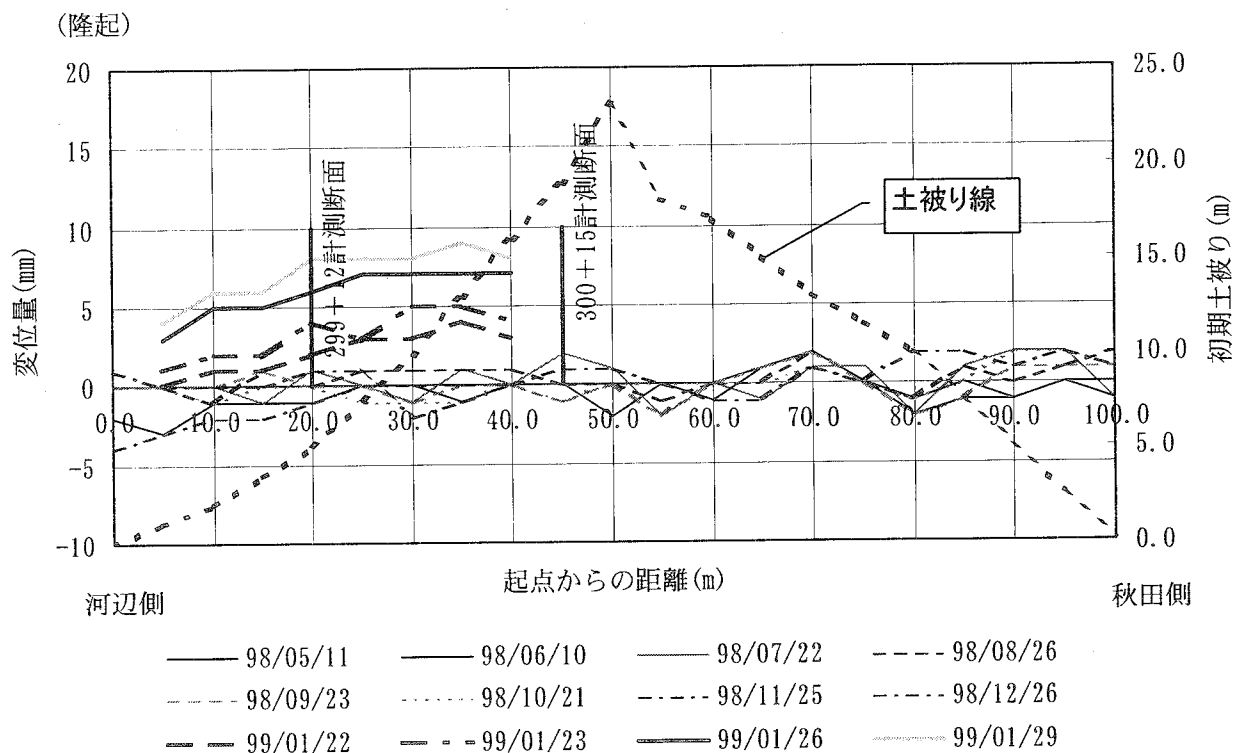


図-2.3.15(1) 路盤沈下縦断分布 (右側)

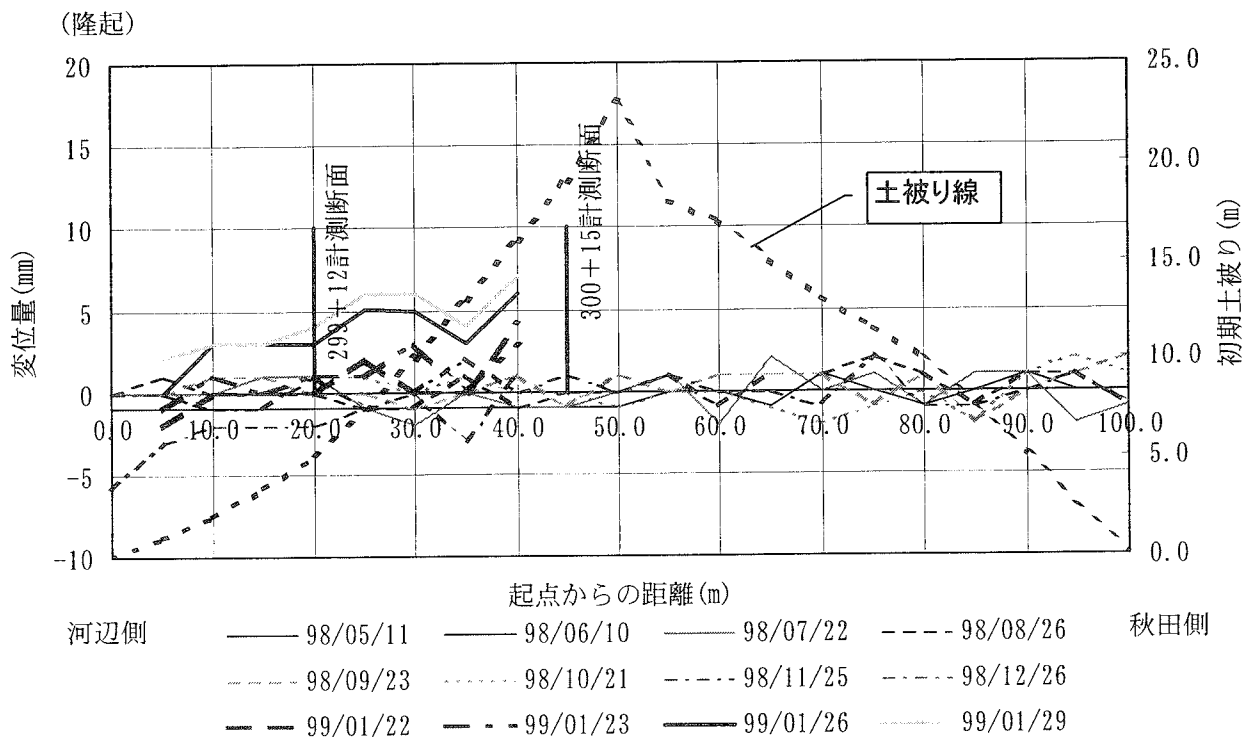


図-2.3.15(2) 路盤沈下縦断分布 (左側)

(3) 内空変位

図-2.3.16 に内空変位と測点4の覆工応力の時系列分布を示す。これを見ると、⑪ステップまではA側線（左側斜め側線）の値が最も大きく拡大しており、黒矢印を見ると分かるように応力値との相関も高い。また、この側線が広がることは測点4に内側引張応力が発生していることとも整合する。さらに、他の側線の変化が小さいことより、かなり局所的に応力が発生していると考えられる。実際、ステップ⑪までは測点4の引張応力が卓越している（図-2.3.9 参照）。

一方、⑪ステップ段階になって水平C側線が縮小して、やがてA側線が再度大きく拡大し、同程度にB側線も縮小するようになる。この結果は、測点6,7に内側圧縮応力が発生する結果と整合する（図2.3.17 内空変位の変形方向の概略図を示す）。

(4) 亀裂変位

図-2.3.18 に亀裂変位と測点4の覆工応力の時系列分布を示す。黒矢印のところを見ると、応力の発生するところで、左側亀裂も開口しているのが分かる。また右側亀裂に関しては、近接（1D 以内）まで変化は無く、⑪ステップ以降に急激に増加（白矢印参照）しており、側部の切土の影響が発生していると考えられる。

(5) 地中変位

図-2.3.19 に地中変位計の結果を示す。左右の変位量を比較すると地山側の方が大きく、最終的に4mm程度の変位量であった。

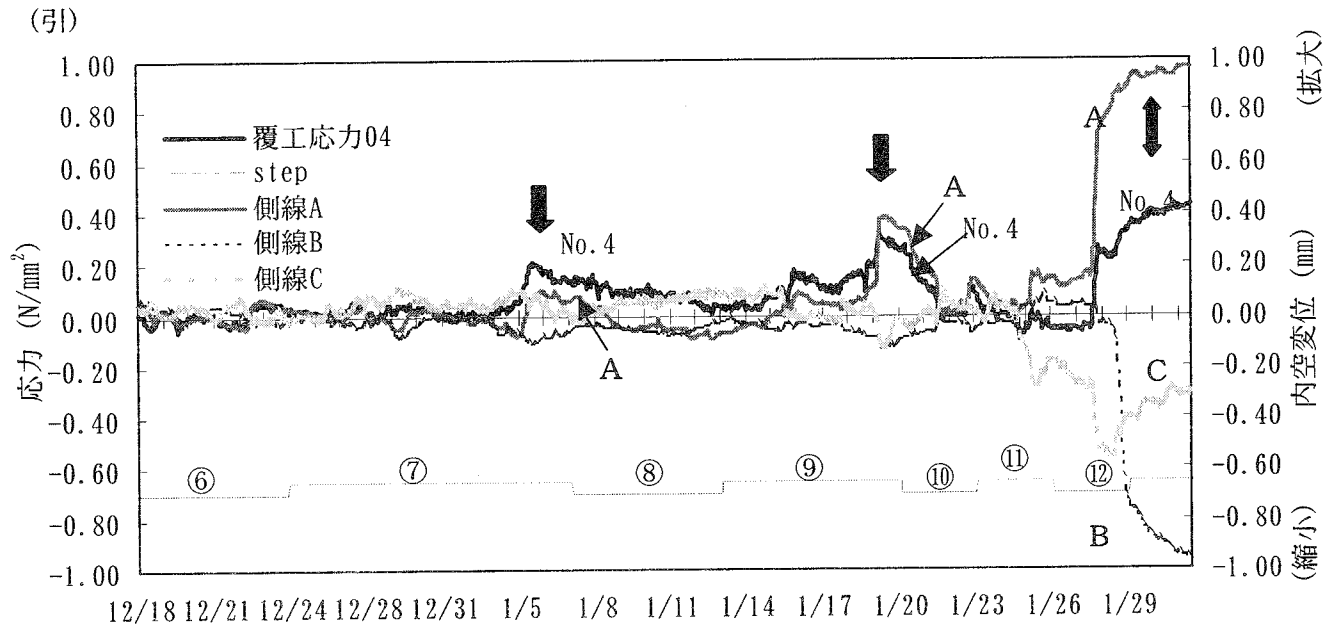


図-2.3.16 内空変位 (No. 299+12)

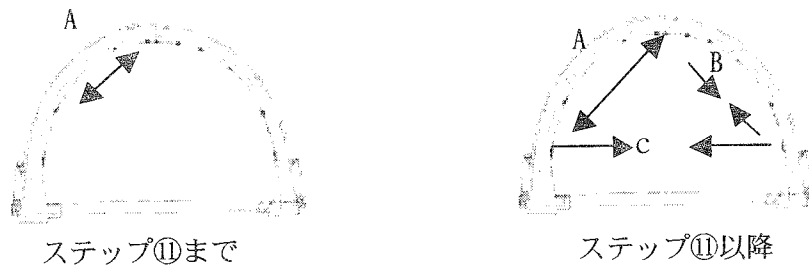


図-2.3.17 内空変位変形方向概略図

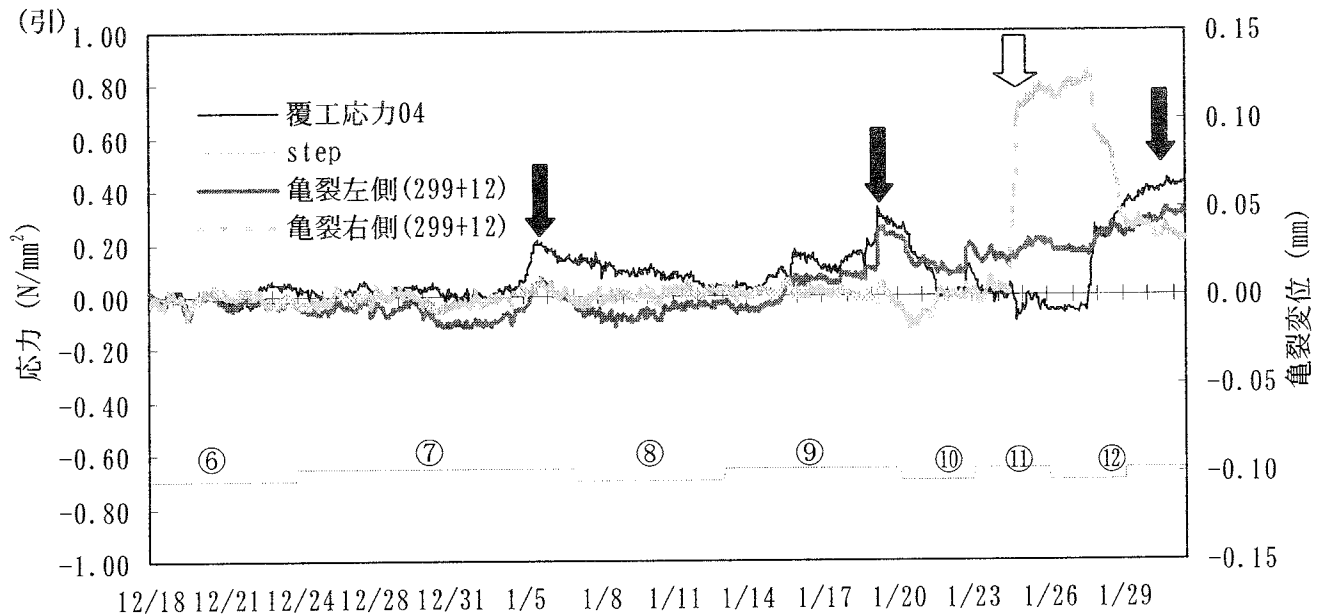
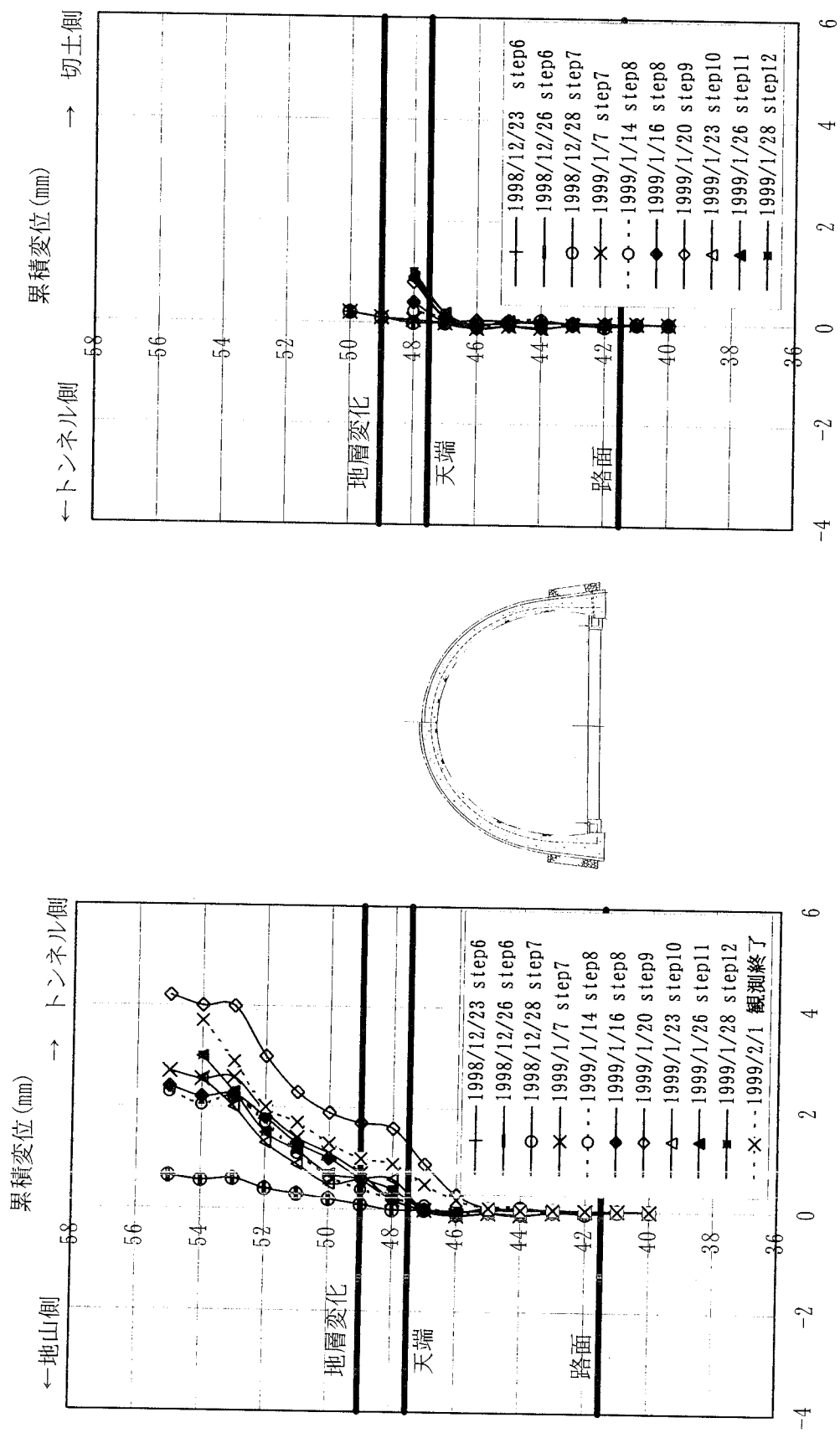


図-2.3.18 亀裂変位 (No. 299+12)



基準日 1998/12/15

図-2.3.19 地中変位 (No. 299+12)

2.3.7 トンネル残置区間の計測結果と考察

トンネル残置区間の計測結果は、No.300+15 断面の光波による三次元計測及び亀裂変位である。図-2.3.20 に No.300+15 の左右の亀裂変位を示す。参考のため No.299+12 の亀裂変位の結果を同時に示すが、左側については、黒矢印が示すように No.299+12 と同じような変動をしているが、その開口量は、No.299+12 断面の結果より大きな値となっている。このことは、No.299+12 に比べ厳しい偏土圧状態のため、No.299+12 より大きな力が働いているためと考えられる。一方、右側に関しては、⑩ステップに入り若干変化するものの微量であり、しかも閉じる方向であった。なお、側部切土の影響範囲の定義は難しいが、⑦、⑨ステップ掘削した段階で左側亀裂変位が大きく変化していることより、1.0～1.5D 程度と考えられる。

次に、三次元変位の時系列結果を図-2.3.21(1)～(3)に示す。覆工の鉛直変位は、No.299+12 とほぼ同じ様な動きを示している。No.299+12 と土被りは異なるが、最終的な浮き上がり量はほぼ同じであった。図-2.3.22 に No.300+15 断面の最終変位のベクトル図を示している。図-2.3.13 の結果とほぼ同じような変位ベクトル図である。

以上のことから、覆工の応力測定をしていないため、正確なことは言えないが、亀裂から推定すると、No.300+15 断面では、No.299+12 より大きな応力が発生していると思われる。しかし目視観測の結果から、偏土圧の最も厳しい No.301+00 断面も含め、最終段階（図-2.3.6）まで、特に覆工に変状は認められなかった。このように 0.5D より近接した側部切土（側方のみ掘削）を行っても覆工に大きな変状は発生しなかった。

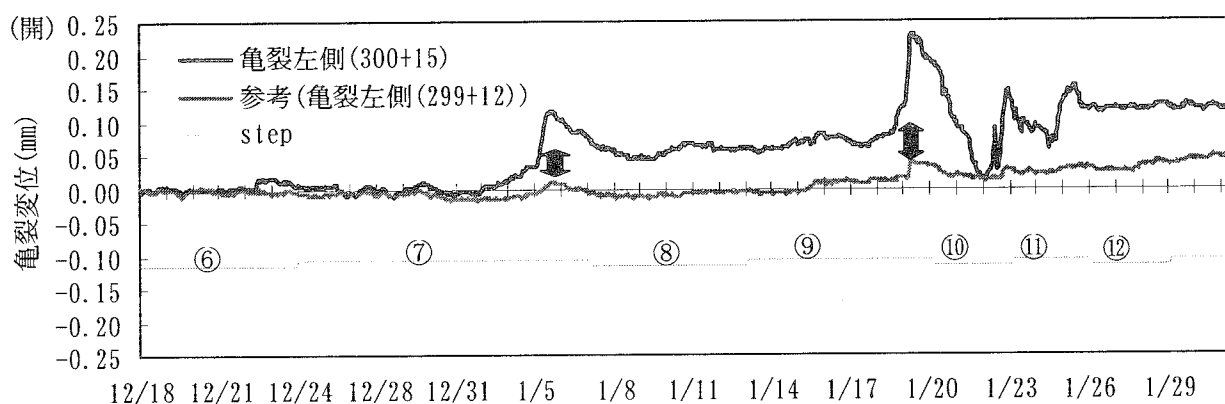


図-2.3.20(1) 亀裂変位(300+15 左)

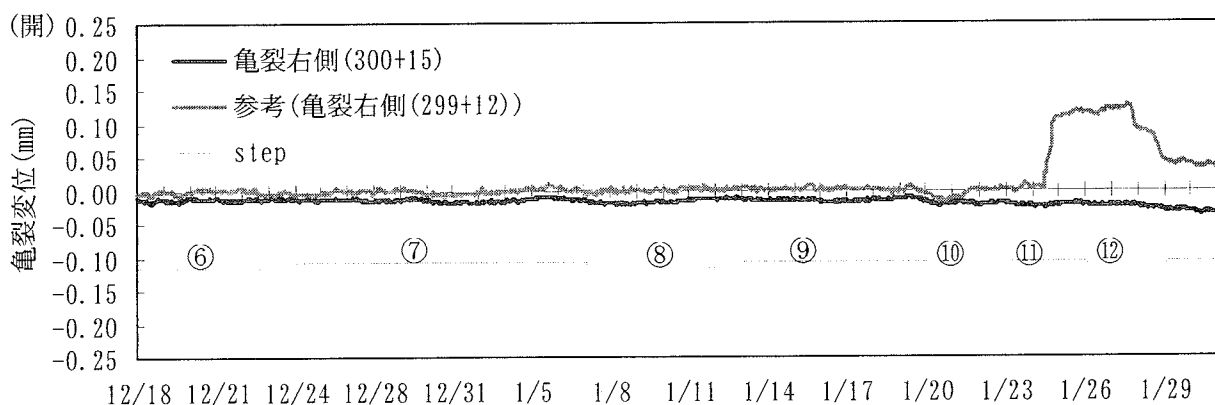


図-2.3.20(2) 亀裂変位(300+15 右)

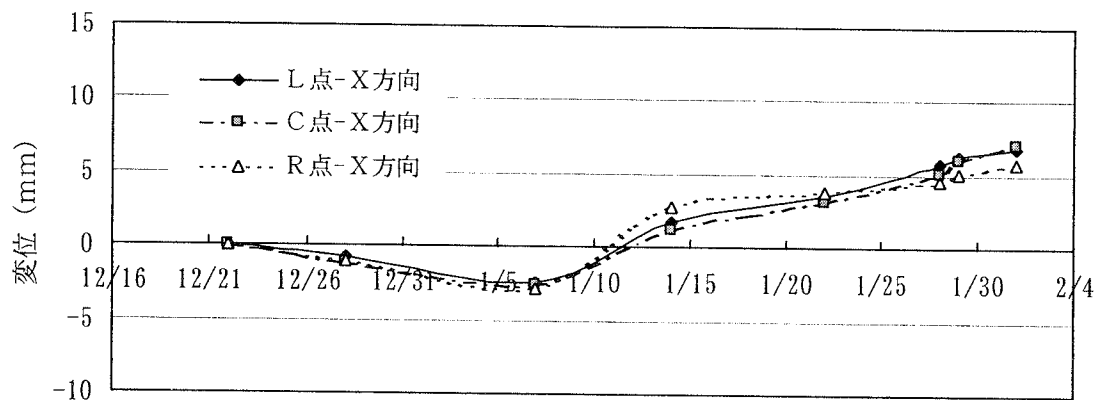


図-2.3.2.1(1) 三次元変位 (No300+15 X方向)

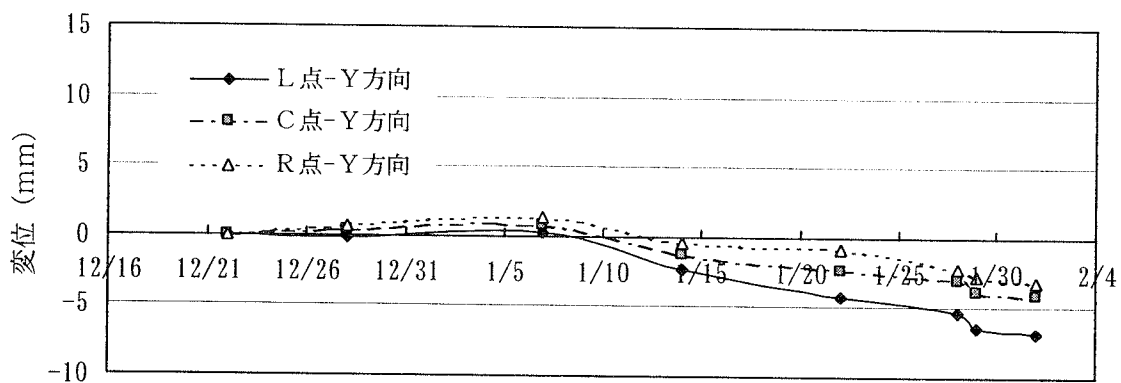


図-2.3.2.1(2) 三次元変位 (No300+15 Y方向)

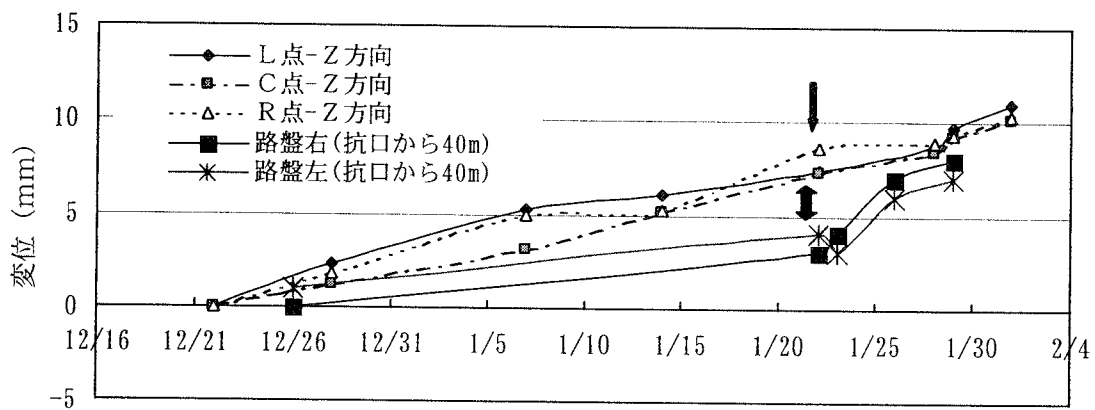


図-2.3.2.1(3) 三次元変位No300+15 Z方向)

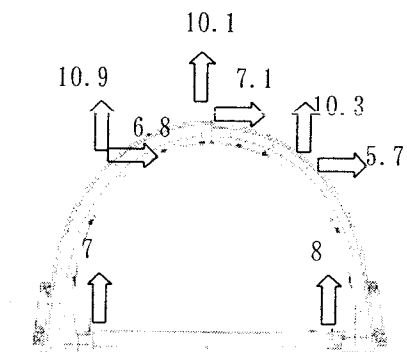


図-2.3.2.2 覆工変位ベクトル図 (No 300+15 最終)

2.4 天満トンネル

2.4.1 工事概要

本工事は、道路の拡幅工事のため、迂回路を別途設けた後、既設トンネル（全長 34m、最大土被り 25m）を撤去する工事で、上部より水平に切土を実施した。他の 2 トンネルと比べ地山強度は高いが、大きな背面空洞が存在した。その空洞部を充填した場合と、していない場合の二種類の断面を設け、背面充填の影響の計測も行った。図-2.4.1 と図-2.4.2 に平面図、断面図をそれぞれ示す。

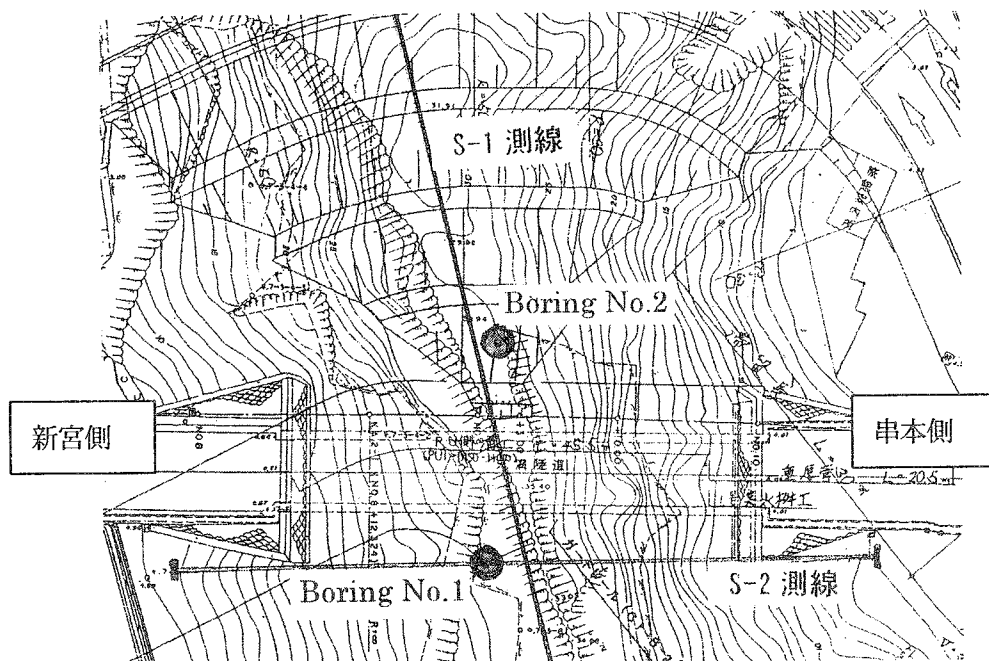


図-2.4.1 平面図

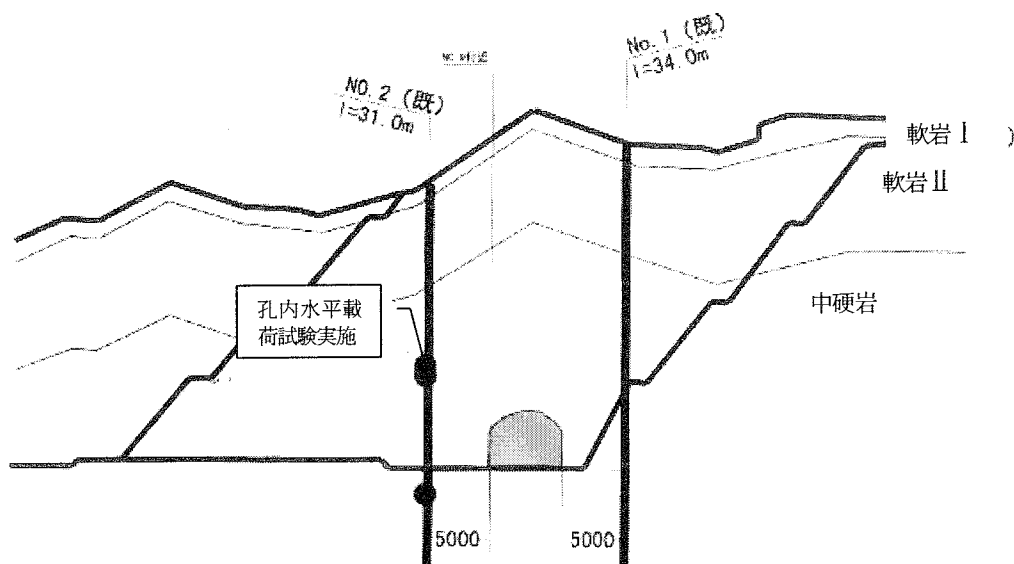


図-2.4.2 断面図

2.4.2 地質条件

地質は、第三紀泥岩(シルト岩)で層理・節理面沿いに褐色風化を伴うが、岩芯は新鮮堅硬である。地山は、表層を除き大半が軟岩Ⅱと中硬岩に区分される(図・2.4.2 断面図参照)。層理・節理面は法面に対し受け盤をなすが、くさび型抜け落ちを示す節理組み合わせもある。

孔内水平載荷試験により、地山の変形係数を求めた。概ね、2000MPa 程度である。

表－2.4.1 計測項目一覧表

孔 No.	深度 (m)	地質	岩区分	変形係数	地山変形係数	
				D(Mpa)	E1(Mpa)	E2(Mpa)
No.2	15.0	シルト岩	CH	2006		
	15.5	シルト岩	CH	1041	1274	1400
	25.0	シルト岩	CH	2807	3110	2728

2.4.3 計測方法

計測位置は、以下の3断面で実施した。トンネル周辺に存在した空洞については、空洞充填の影響を把握することを目的として、空洞を充填した部分と充填していない部分を設けた。

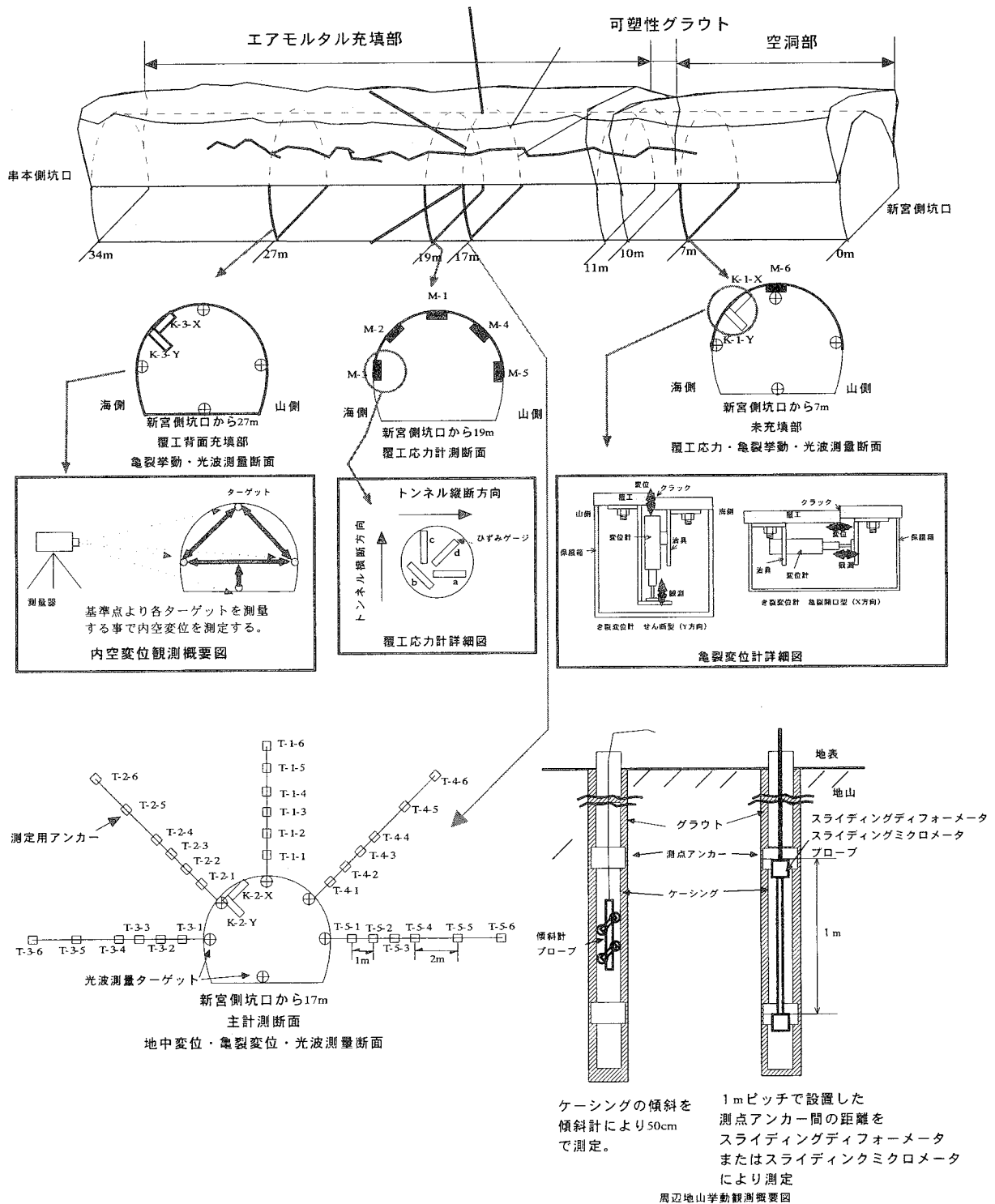


図-2.4.3 計測機器配置図

以下に計測項目一覧表を示す。

表-2.4.2 計測項目一覧表

測位置		計測項目		箇所数	備考
起点坑口 より7m		三次元変位	光波	4箇所	内空変位計算
		覆工応力	ひずみゲージ	1箇所	M-6
		亀裂変位	亀裂変位計	1箇所	K-1
坑口より17～19m (トンネル中央)		三次元変位計測	光波	6箇所	内空変位計算
		覆工応力	ひずみゲージ	5箇所	M-1～5
		地中変位	地中変位計	5箇所	
		亀裂変位	亀裂変位計	1箇所	K-2
坑口より27m		三次元変位	光 波	4箇所	内空変位計算
		亀裂変位	亀裂変位計	1箇所	K-3
周辺	のり面	地中変位	スライディング シロメータ	1箇所	SM-1
地山		地中変位	スライディング デイフメータ 傾斜計	1箇所	SDE-1

2.4.4 掘削順序

図-2.4.4 に示す番号順に掘削を実施した。またトンネル近接部は図-2.4.5 に示す。

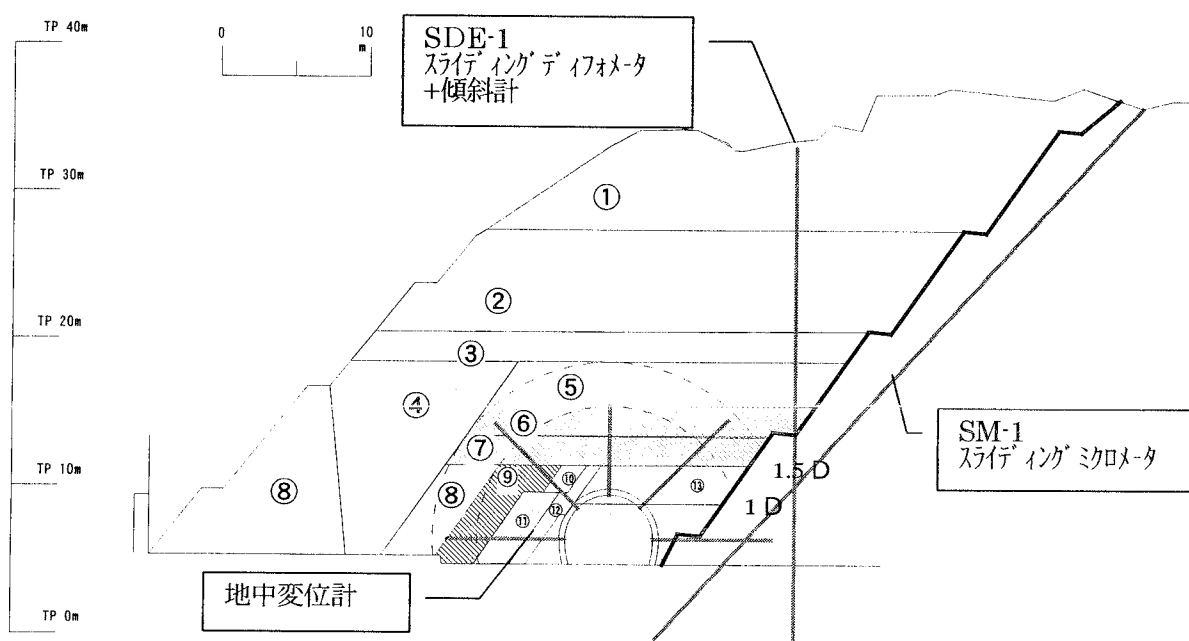


図-2.4.4 掘削順序図 (トンネル周辺部)

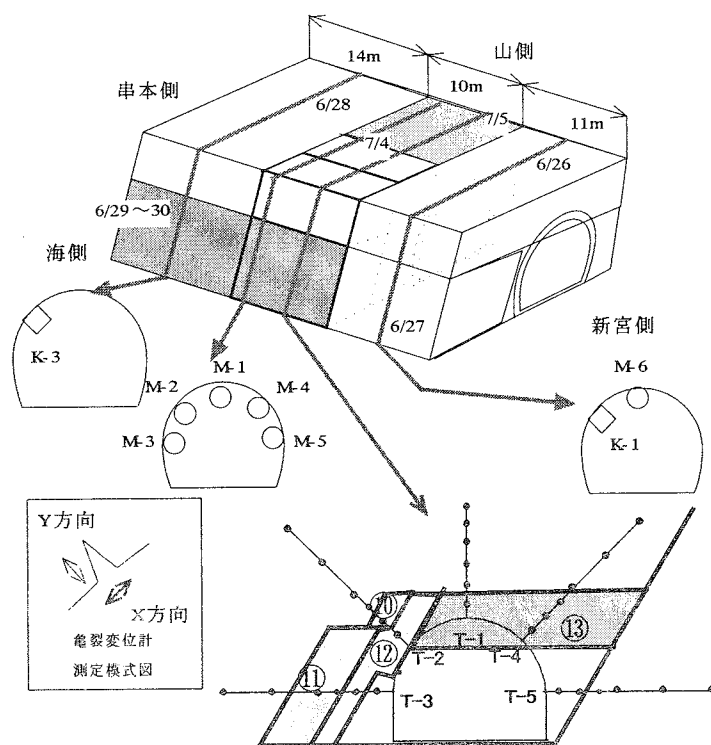


図-2.4.5 掘削順序図（トンネル近接部）

2.4.5 既設トンネル状態

(1) 施工方法

在来工法

(2) 覆工及び目視観察結果

覆工厚は約40～45cm程度であり、覆工強度は概ね基準強度の18Mpaに達している。ただし、トンネル中央部（新宮側坑口から14～21mまで）は天端付近にクラックがあり、ジャンカが認められるなど、覆工コンクリートはやや不良であった。応力解放法により、初期応力として $1.5\sim 3.0\text{N/mm}^2$ の圧縮応力が覆工内側表面全体に働いていることが確認された（図-2.4.6に初期応力の作用状態の概略図を示す）。

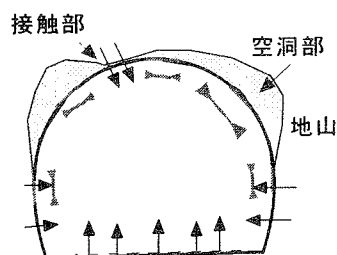


図-2.4.6 初期応力概略図

(3) 背面空洞

トンネル全体に渡り、天端から両肩部にかけて空洞が認められた。特に、両坑口の空洞は大きく最大1mに達する。

2.4.6 計測結果と考察

(1) 覆工応力

a. 時系列分布（土被り変化）

図-2.4.7 に計測点ごとの覆工応力の時系列分布を示す。③番の掘削が終了するまで（土被り 1.5D まで）応力は発生していない。側方④番を掘削してから若干応力が発生し、⑤（1.5～1.0D）、⑥（1.0D～4.0m）、⑦（4.0m～2.0m）と上部水平掘削から、肩部（M2，M4）の応力が増加しており、⑥番掘削時に急速に増大している。

b. 影響範囲

側方は、④番の掘削後から応力が発生するため、1.5D より外側といえる。上部は、⑤と⑥の間から、急激に応力が発生するため、0.7D 程度と言える。

c. 周方向分布

図-2.4.8(1)は側部切土④掘削時、図-2.4.8(2)は上方切土⑤、⑥、⑦掘削時、図-2.4.8(3)は側部切土⑧の掘削時の覆工応力の周方向分布の結果である。黒矢印は、それぞれの期間での変化の方向を示している。④掘削時（図-2.4.8(1)）は、側方を切り取られるため、山側に引張、切土側に圧縮がそれぞれ発生する非対称モードとなっている。次に上部切土の結果（図-2.4.8(2)）では、両肩部で同程度の引張が発生し、天端で圧縮応力が発生する対称モードになっている。⑧番の側部切土の図-2.4.8(3)を見ると、再び側方に変形出来るため、計測点2で圧縮応力が発生する非対称モードになっている。

d. 最大発生応力度

最大発生応力度は、引張応力で、 3.0N/mm^2 程度となった。しかし、最終的な目視観測の結果、覆工には大きな変状は無かった。これは、測定誤差もあるが初期応力計測結果が 3.0N/mm^2 程度の圧縮であったため実質の引張応力は小さかったためと推定出来る。

(2) 亀裂変位

図-2.4.9 に主計測断面の亀裂変位の時系列結果を示す。亀裂変位X方向（開口方向）の結果を見てみると、最後まで亀裂が閉じる方向に進んでいる。④までは、応力計測点2に圧縮応力が発生しているため、開口が閉じる方向であると考えられるが、大きな引張応力が発生する⑤、⑥、⑦でも亀裂が開いていない。むしろ⑦で再び閉じる方向に向かっている。一方、亀裂変位Y方向（せん断方向）の亀裂変位を見ると⑦からずれが始まっているのが分かる。つまり、⑦からはせん断方向のずれが始まり、開口方向のずれはそれに伴って閉じる方向に進んだものと考えられる。また、y方向のずれの発生の時期と覆工応力の急増の時期はほぼ同じである。さらに、この傾向は、図-2.4.10のK-3（K-2とおなじように空洞充填している）の結果も同様であった。

(3) 周辺地山の挙動

図-2.4.11 に周辺地山の変形の結果を示す。トンネル周辺の地中変位を見ると、天端部が最も大きく最大1.0mm程度の鉛直変位であり、同方向であるスライディングディフォーメータの変位観測結果とほぼ一致する。天端以外の地中変位量は0.5mm以下であり、小さな値となっている。のり面に沿ったスライディングマイクロメータの変化を見ると、最終段階の掘削でやや大きく全体に変化しているが、特にのり面の変状などは確認されなかった。

なお、内空変位、覆工変位は光波を用いて計測したが、有意な変化のある計測結果は得られなかった。すべて1mm以下の変位であった。

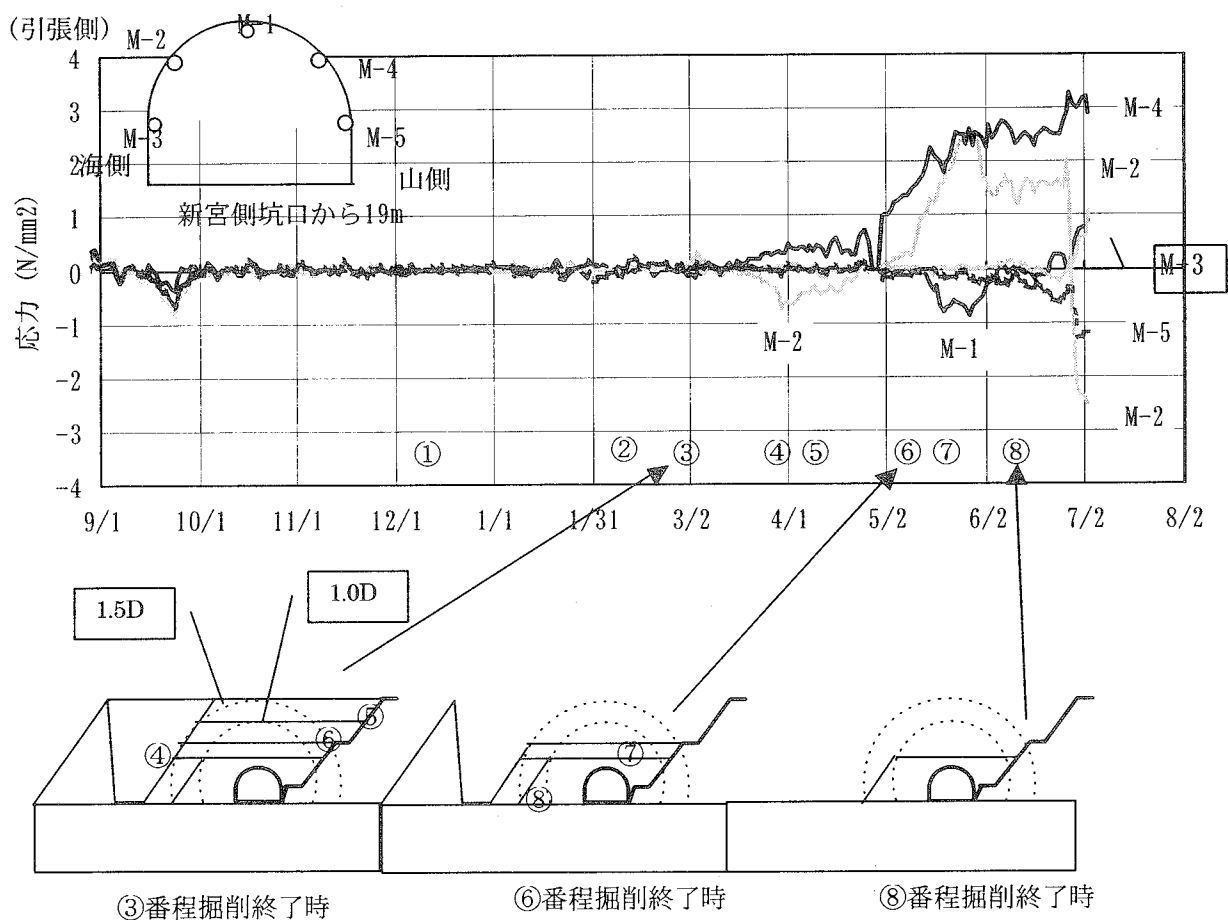


図-2.4.7 覆工応力

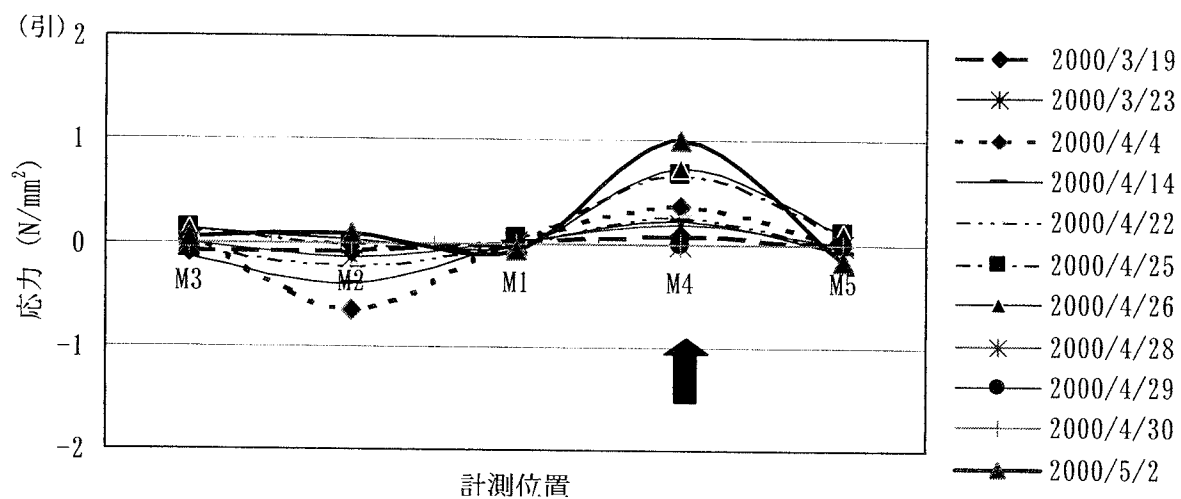


図-2.4.8(1) 周方向応力分布図(1)

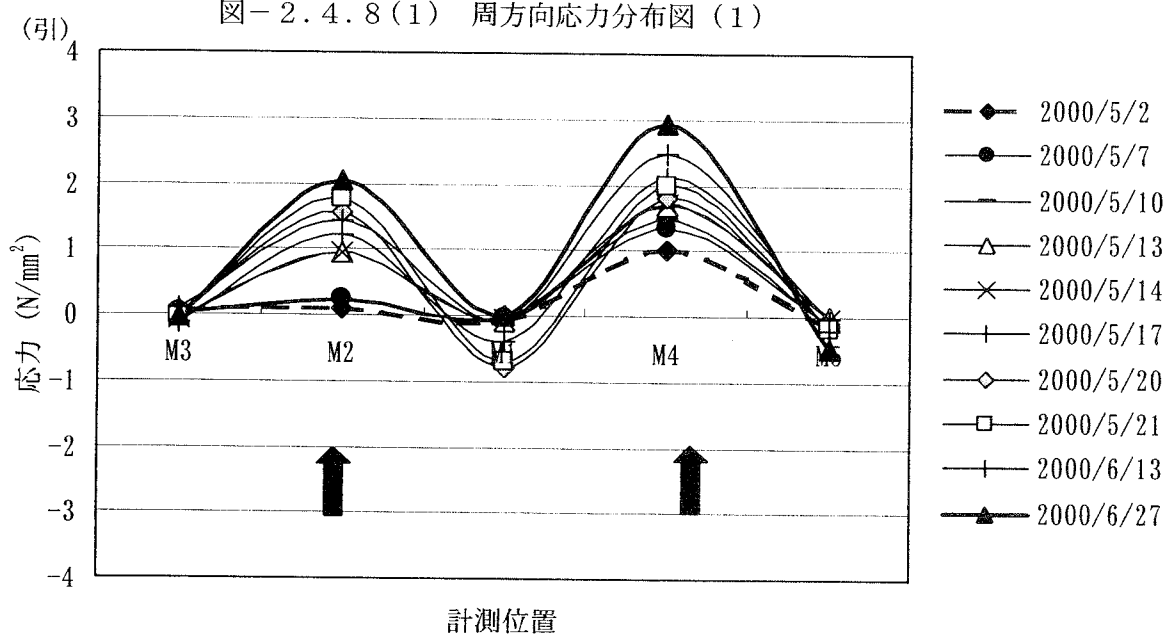


図-2.4.8(2) 周方向応力分布図(2)

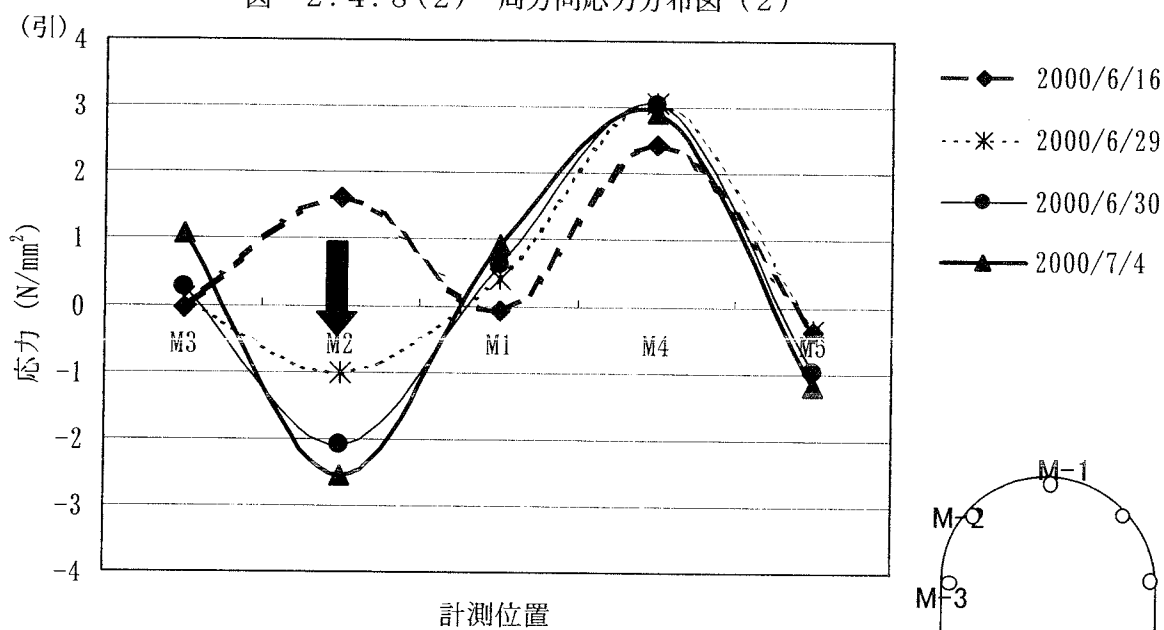
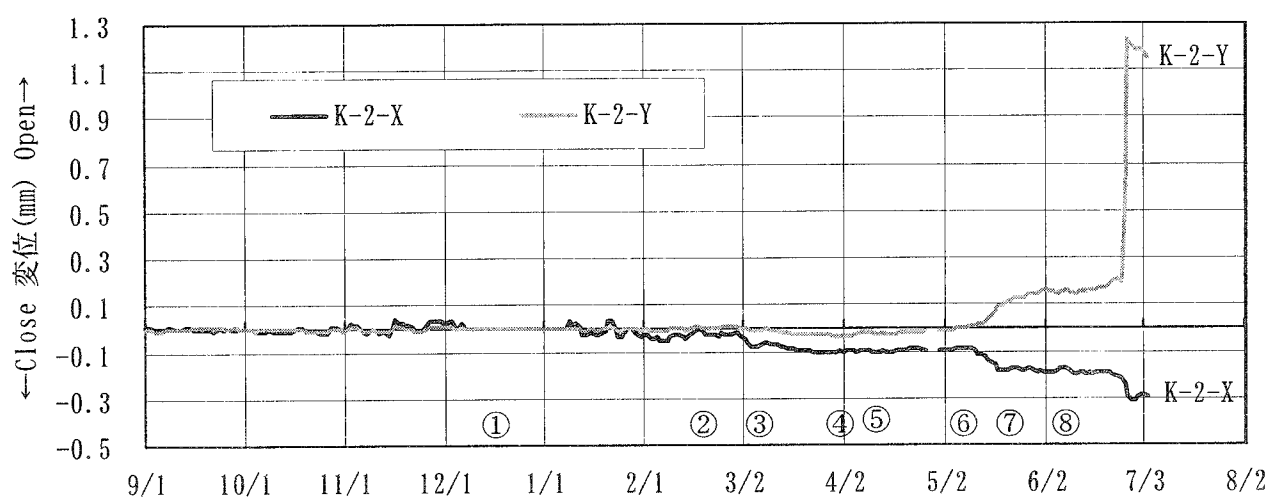
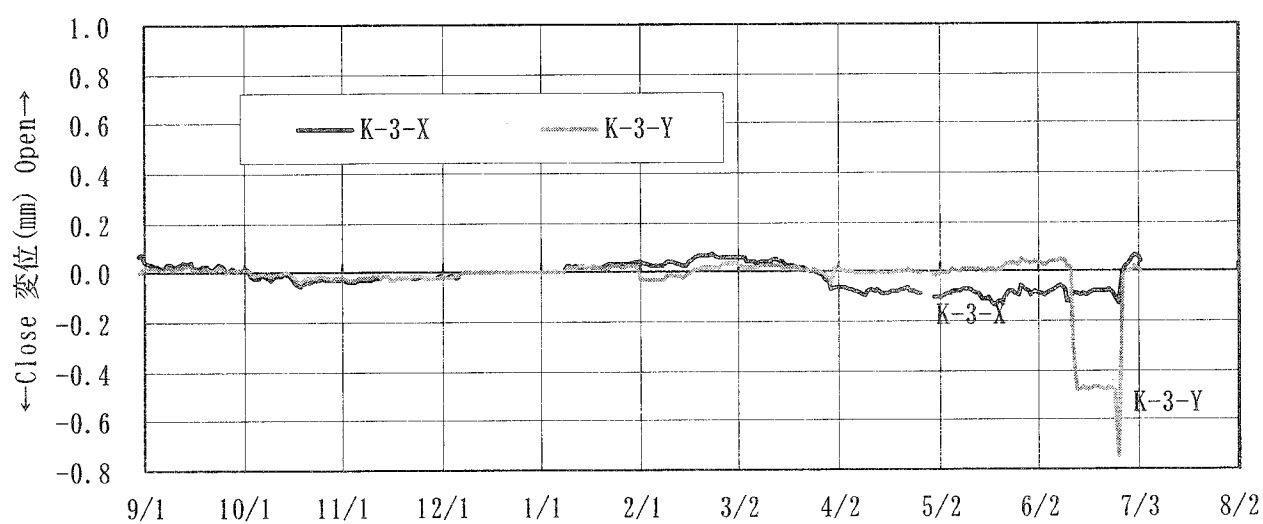


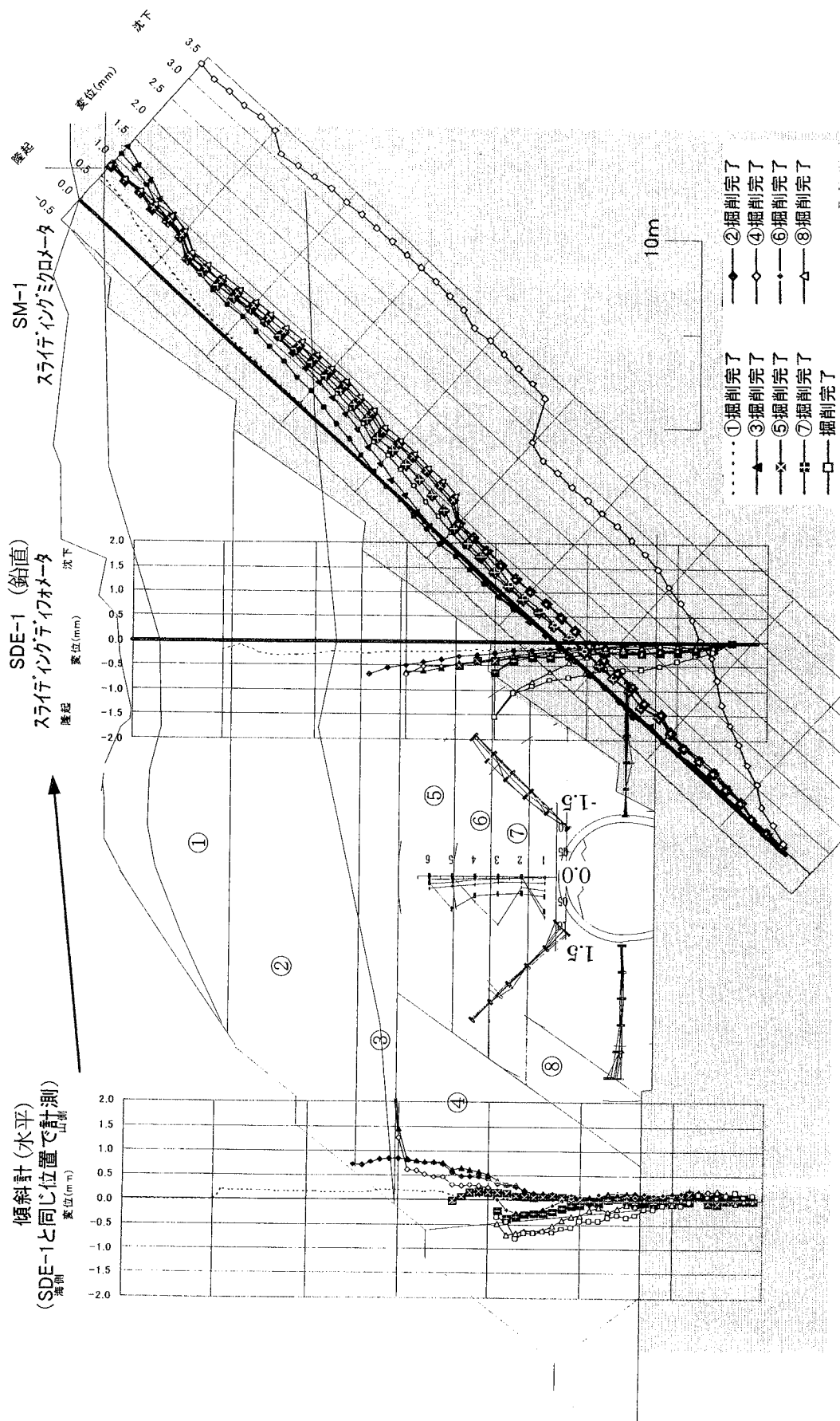
図-2.4.8(3) 周方向応力分布図(3)



図－ 2. 4. 9 亀裂変位（トンネル中央）



図－ 2. 4. 10 亀裂変位（抗口より 27 m）



図一2.4.1.1 周辺地山の変形

(4) その他

図-2.4.12 に空洞を充填しない場合の天端覆工応力を示す（比較のため充填部主計測断面の M1 を併記）。この結果を見ると、⑦までは空洞を充填した断面と同様な挙動で、同程度の最大圧縮応力が発生している。しかし、その後、充填部では⑧の掘削時（6/29～30）に側方に変形が出来るため圧縮応力が減少し、やがて引張応力が変化するのに対し、未充填部（6/27 に側部撤去）では引き続き圧縮応力が作用し、若干、増加傾向が見られる。一方、図-2.4.13 に亀裂変位の結果を示すが、充填部に比べ x 方向、y 方向（せん断方向）ともほとんど発生していない。以上をまとめると、応力に若干の違いが見られるものの、亀裂変位の増加もほとんど無く、充填部と未充填部の計測結果には明確な違いは認められなかった。ただし、今回は非常に短いトンネル（ $L=34\text{m}$ ）であり、充填部に荷重が集中したとも考えられ、また応力も 1 箇所しか測定していないため、この結果だけから空洞の充填の必要性の有無を判断することは危険であると考えられる。

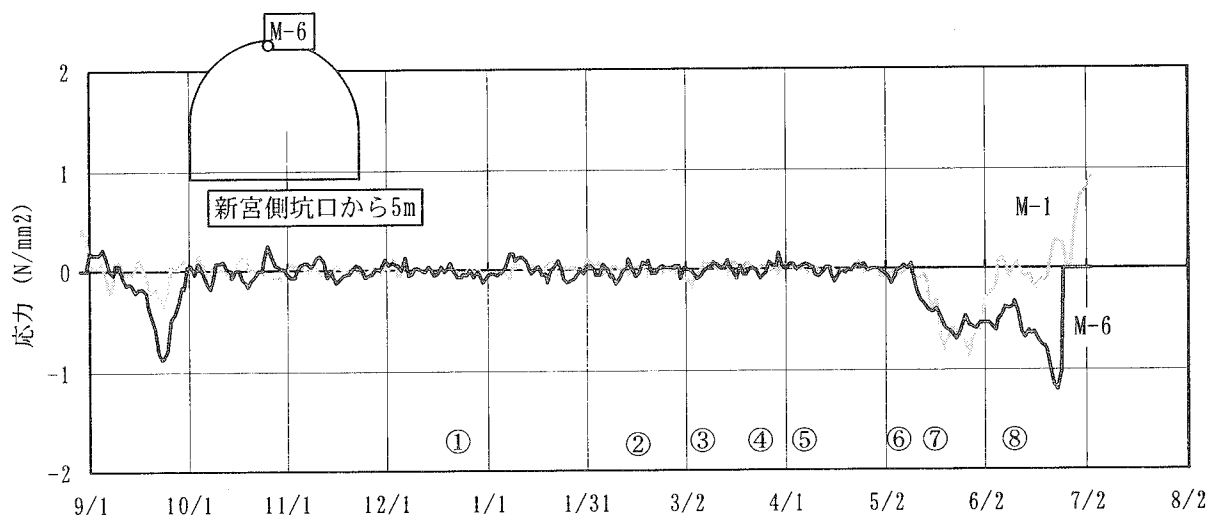


図-2.4.12 覆工変位（空洞未充填部）

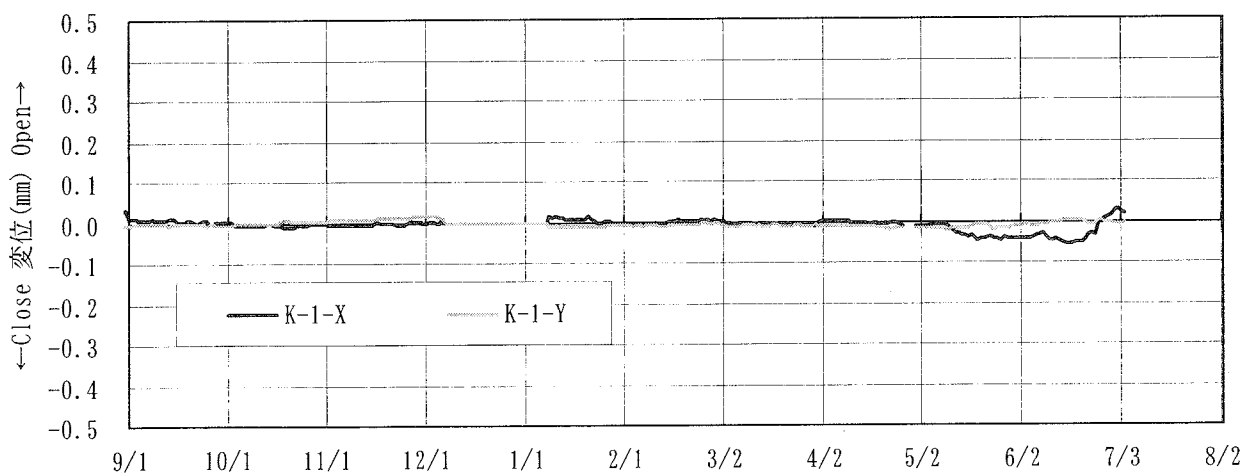


図-2.4.13 亀裂変位（空洞未充填部）

第3章 数値解析

3.1 目的および解析条件

解析的な予測手法として、有限要素法などを用いた数値解析がある。ここでは、上部切土の基本的な特徴を把握するため、地山変形係数、覆工と地山の接触状態、土被りを変化させたパラメータ解析を実施した。数値解析手法は、平面ひずみ状態の二次元有限差分法を用いた（有限要素法と結果は同じである）。図-3.1.1に解析モデル図を示す。地山は弾性体とし、地山と覆工の間は圧縮力は伝達するが引張力は伝達しないようなジョイント要素で、覆工はビーム要素でそれぞれモデル化している。また解析ステップは、初期応力解析後70%の応力開放でトンネル掘削を行い、その後、覆工のビーム要素を入れ初期応力状態を再現し、さらに、図-3.1.1に示す掘削順序で地山を上部より掘削した。表-3.1.1に解析定数を示す。

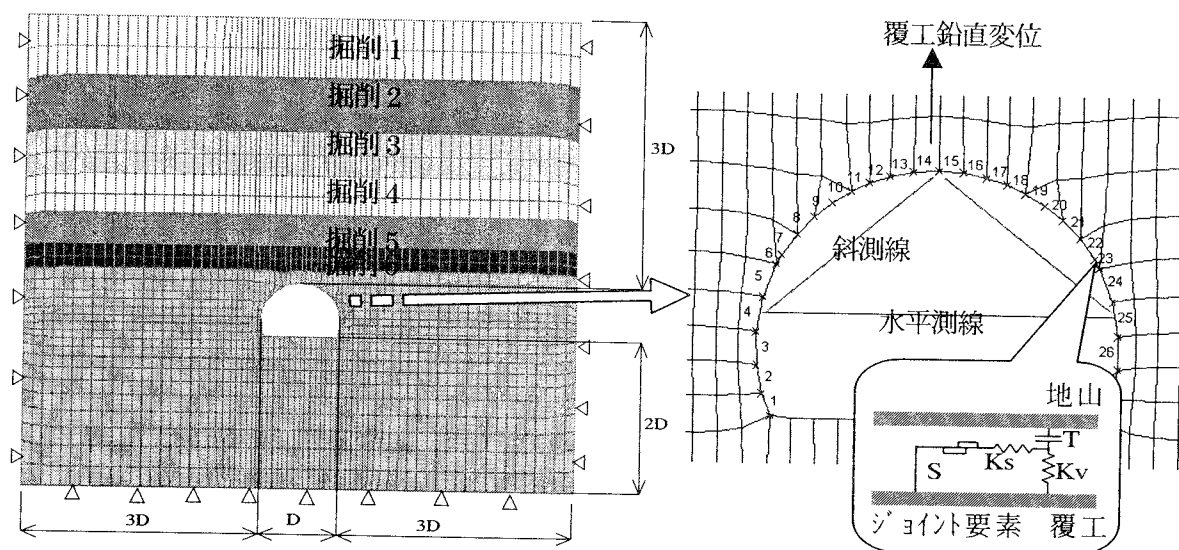


図-3.1.1 解析モデル図

表-3.1.1 解析条件

定数		値	備考
トンネル幅D (m)		8.0	
周辺地山	地山変形係数(Mpa)	50,500,2000	
	ポアソン比	0.3	
	単位体積重量(kN/m³)	20	
ジョイント要素	Kv (Pa/m)	1.0E+10	引張強度 (T) =0.0 とし、スライダ (S) には、モールクーロンのすべり条件を適用した。
	Ks (Pa/m)	1.0E+10	
	ϕ (°)	30	
	C (pa)	0	
二次覆工 (ビーム要素)	E (Mpa)	2.2E+4	計算幅 1.0m
	A (m²)	0.6	
	I (m⁴)	0.018	

3.2 解析結果

(1) 地山変形係数の影響

図-3.2.1～4に $E=500\text{Mpa}$ の場合の解析結果を示す。応力、変位量とも掘削開始前の覆工応力状態からの変化量を示している。図-3.2.1は覆工発生応力の周方向の分布を示している。掘削2までは増加しているが、掘削3以降はほとんど増加していないことが分かる。段階ごとの覆工全体の最大引張応力を図-3.2.2に示している。これからも覆工に発生する最大引張応力は掘削2以降ほぼ一定になっていることが分かる。これは、地山の上方への変形にともなって覆工に引張力が働き、ジョイントバネがはずれて、地山と覆工が分離し、地山の変形が覆工に伝わりにくくなった結果である。内空変位については、応力分布と同様に掘削2まで水平測線は縮小側へ、斜測線は拡大側へそれぞれ増加し、その後、ほぼ一定の値となっている。一方、図-3.2.4は覆工天端の鉛直変位を示しているが、掘削2以降多少傾きが小さくなるものの最終掘削まで単調に増加している。これらの傾向は、地山変形係数 $50,2000\text{Mpa}$ の場合も同じである。

図-3.2.5は、地山変形係数と最大内側発生引張応力（測点4の値）、図-3.2.6は地山変形係数と天端鉛直変位および最大内空変位（水平）の関係をそれぞれ示したものである。これらの結果から、数値解析による予測では、同じ土かぶり、一定のジョイントバネ値の条件のもとでは地山変形係数が大きくなると（地山が良くなると）、最大覆工引張応力、覆工天端変位（浮き上がり）および内空変位（水平）とも小さくなる（安全側）ことが分かる。

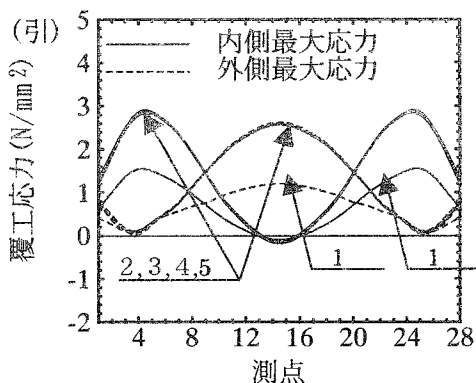


図-3.2.1 周方向応力分布図

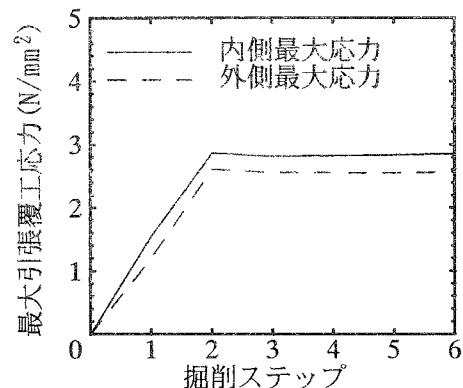


図-3.2.2 最大発生引張覆工応力

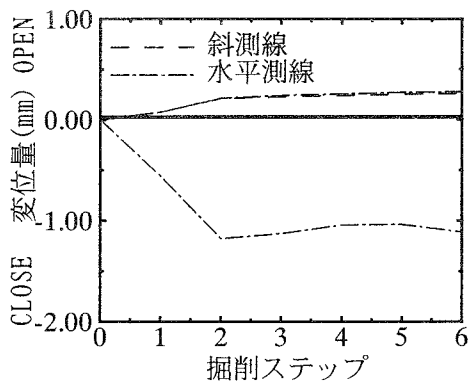


図-3.2.3 内空変位

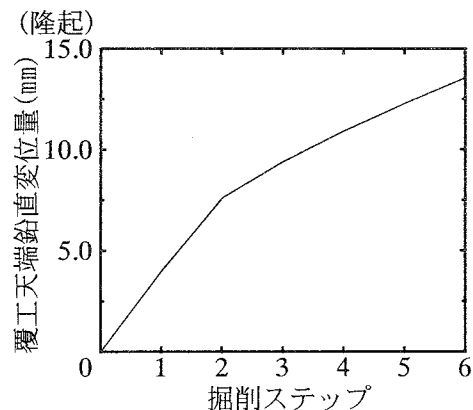


図-3.2.4 覆工鉛直変位

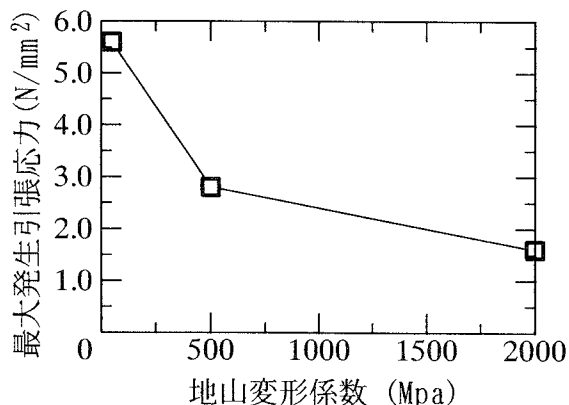


図-3.2.5 地山変形係数と最大引張応力の関係

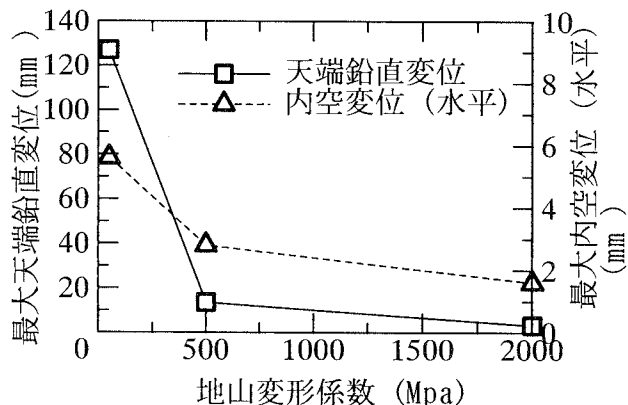


図-3.2.6 地山変形係数と覆工変位および内空変位の関係

(2) ジョイントバネの影響

既設トンネルの覆工と周辺地山の間には、空洞が存在したり、崩積土がたまっているなどと均一な状況でない場合が多く、この状況の違いにより、掘削に伴う周辺地山の変形の既設トンネルへの伝わり方に違いがあると考えられる。つまり覆工と地山の接触状況を評価することが、影響予測には重要であると考えられる。ここでは、ジョイント要素の垂直バネとせん断バネのバネ値を変化させることでこの接触状況の違いを評価した。これらのバネ値が大きい場合は、覆工と周辺地山の間がしまっていることを示し、小さい場合は、覆工と周辺地山の間に空洞や崩積土などが有る緩い場合を示している。E=500,200Mpa で、バネ値を1.0E+05～1.0E+11(pa/m)まで、それぞれ変化させた場合の最大発生引張応力(測点4内側応力)、天端覆工鉛直変位を求めた。図-3.2.7 に結果を示す。応力に関しては、バネ値をある値より大きくすると解析値が一定値に収束しバネ値の影響が無くなり、ある値より小さくすると急激に発生応力が小さくなることからわかる。これらの結果は、周辺がしまっている時は周辺地山の変形が覆工に直接に作用するが、地山と覆工の間がゆるい場合には周辺地山の変形が覆工に伝わりにくくなり、覆工の発生応力が小さくなるためと考えられる。一方、覆工鉛直変位は、E=2000Mpa の場合はほとんど変化せず、E=500Mpa の場合でも、応力と同様な変化を示すが、変化率(約3割低下)は応力の変化率に比べ小さい。以上のように数値解析による覆工の発生応力は、地山との接触状況に大きく依存するが、覆工鉛直変位は接触状況の影響をあまり受けないことが分かる。

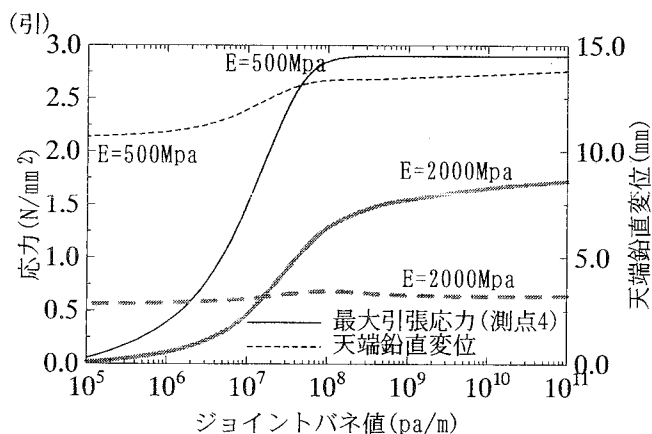


図-3.2.7 ジョイントバネ値と解析結果の関係

(3) 土かぶりの影響について

$E=500\text{Mpa}$ の条件で、初期土被りを 2D にした場合の解析を行った。図-3.2.8 に解析モデル図を示す。図-3.2.9~12 に周方向の応力分布図、図に最大引張覆工応力、内空変位、覆工鉛直変位をそれぞれ示している。図-3.2.1~4 の土被り 3D の結果と比較すると、周方向の分布もステップ毎の増加パターンもほぼ同じであることが分かる。しかし応力値、変位置量はそれぞれ土被り 3D に比べ減少している。

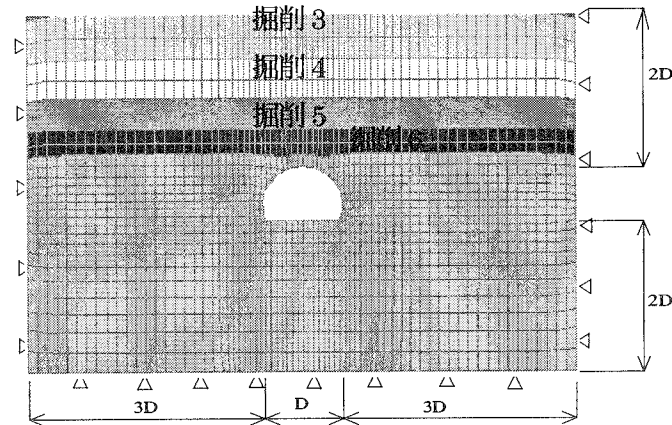


図-3.2.8 解析モデル図

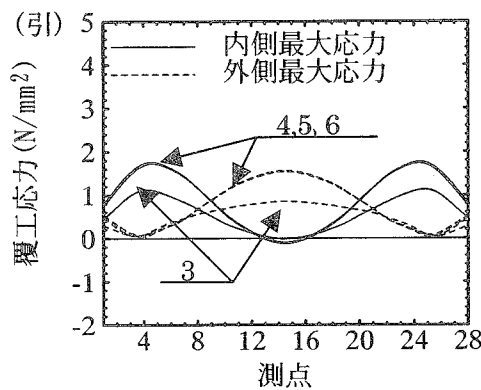


図-3.2.9 周方向応力分布図

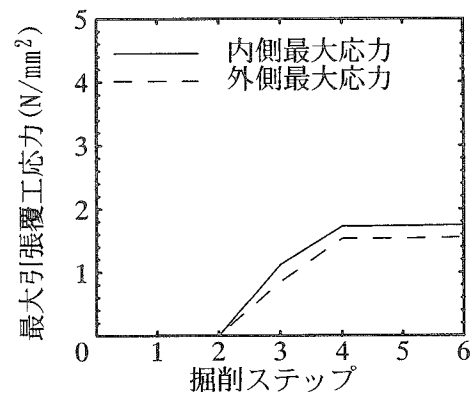


図-3.2.10 最大発生引張応力

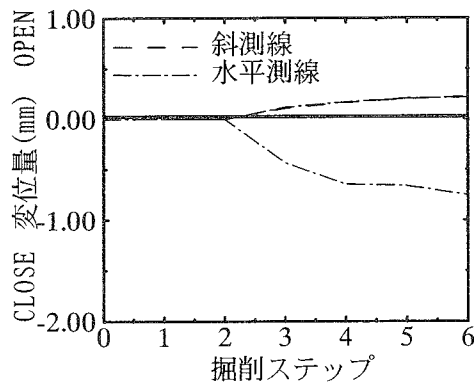


図-3.2.11 内空変位

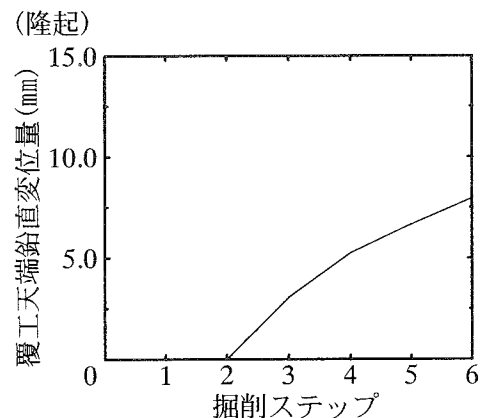


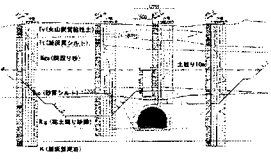
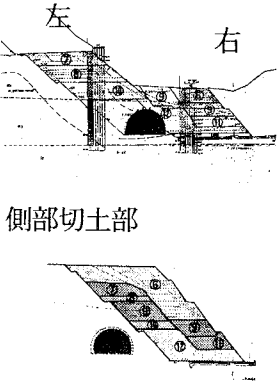
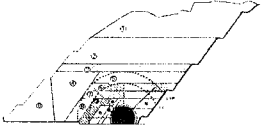
図-3.2.12 天端鉛直変位

第4章 計測結果のまとめ

(1) 計測結果一覧

以下に計測結果の一覧表を示す。

表-4.1 計測結果一覧

		吸坂トンネル	和田トンネル	天満トンネル
断面図		上部切土	トンネル撤去部 左 右 側部切土部	上部切土
				
最大土被り(掘削深)(m)		23m	10~25m (偏荷重)	25m
地山変形係数(Mpa)		30~60	700	2000
覆工応力の影響範囲 ¹⁾	上方	1.0~1.5D	2.0D	0.7D
	側方	—	1.5D	1.5D
最大覆工鉛直変位(mm)		25mm	10mm (撤去部) 10mm (切土部)	1.0mm 以下
最大覆工水平変位(mm)		7mm	10mm (撤去部) 7mm (切土部)	1.0mm 以下
最大内空変位(mm)	縮	0.6mm (水平)	1.0mm (撤去部 斜)	少 ²⁾
	伸	8.0mm (水平)	1.0mm (撤去部 斜)	
最大地中変位(mm)		16mm(天端鉛直変位)	4.0mm(撤去部 水平変位)	1.0mm(天端鉛直変位)
最大亀裂変位(mm)	開口	データなし	+0.05(左,+0.10(右 (撤去部) +0.20(左,-0.05(右 (切土部)	-0.3
	せん断	データなし	データなし	+1.2
最大発生引張応力(N/mm ²)		1.0	0.4 (撤去部)	3.0
最終段階での覆工目視状況		特に変状は認められず	特に変状は認められず	特に変状は認められず

1) 覆工応力の影響範囲は、掘削の影響が応力値に出る最遠距離を示す。

2) 光波による測定では、有意な変化は測定できなかった。変化量は小さいと推定出来る。

ここで吸坂トンネルと天満トンネルの切土工事は、土被りはほぼ同じであり、初期覆工応力も圧縮応力が全体に作用しているトンネルを上部から水平に掘削して行く上部切土である。ただし、吸坂トンネルは周辺にゆるみ域を持つ比較的軟らかい地盤（ $E=50\text{Mpa}$ 程度）であり、天満トンネルは天端に空洞を持つが周辺地盤が硬いケース（ $E=2000\text{Mpa}$ 程度）である。一方、和田トンネルは、覆工の初期応力として引張応力が作用している偏荷重作用状態であり、トンネル撤去部の上部切土と側部切土を交互に行う区間およびトンネル残置部の側部切土のみ行う区間からなる。なおトンネル周辺には2m程度のゆるみ域が確認されている。

（2）計測結果と地山の変形係数との関係について

ここでは、地盤定数と計測結果の関係について見てみる。図-4.1に周辺地盤の代表的な変形係数と最大天端鉛直変位、最大発生引張応力の結果の関係をそれぞれ示す。

図-4.1の鉛直変位の結果を見ると、数値解析（図-3.2.6 参照）と同様に変形係数の増加に従い鉛直変位も減少しているのが分かる。一方、図-4.1の発生応力の結果を見ると、変形係数が大きい方が覆工への発生応力が大きいことが分かる。これは数値解析結果（図-3.2.5 参照）とは逆の結果である。変形係数のみに依存する予測手法では実現象と整合しないことを示している。

吸坂トンネルが、周辺に崩積土やゆるみ域を持つが、天満トンネルは比較的周辺が良く締まった地盤であることから、二つのトンネルでは覆工と地山の接触状態が異なっていると考えられる。変形係数が大きい地山の方が覆工への発生応力が大きかった原因の一つとして、この違いが影響しているのではないかと考えられる。つまり、図-3.2.7のジョイントバネ値と数値解析結果の関係から、いずれの変形係数も、バネ値が小さく（地山との接触状況が悪くなる）になると、鉛直変位はあまり変わらないが、発生応力は小さな値となることが分かる。このことは、周辺地山と覆工の接触状態によっては、変形係数が小さくても、鉛直変位は変わらずに、発生応力だけ小さくなる可能性があることを示しており、今回のような発生応力が、変形係数に比例した結果を説明できる。

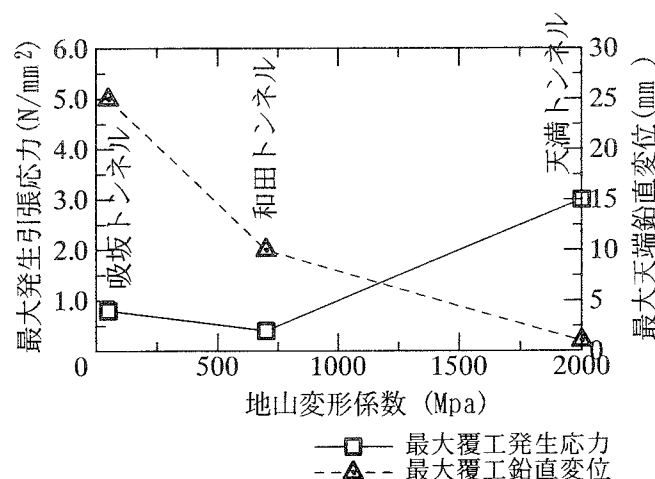


図- 4. 1 地山変形係数と計測結果の関係

(3) 計測結果と土かぶりの変化の関係について

a. 覆工応力

地表面が水平で、土被りがほぼ同じである吸坂トンネルと天満トンネルの土かぶりの変化（上部切土時）と覆工応力の比較を行う。図-4.2、図-4.3 に吸坂トンネル、天満トンネルの内側の覆工応力結果と掘削進行の関係結果をそれぞれ示す。吸坂トンネルは、1.5D～1.0D の間に応力が発生するが、その後掘削（1.0D～0.5D）が進行しても応力増加がほとんど応力増加が認められない。これは、定性的には数値解析の結果と一致している（図-3.2.2 参照）。一方、天満トンネルは、図-4.4 の結果から 0.7D 程度から掘削の進行に伴って単調に増加しているのが分かる。同じような上部切土でも覆工応力の増加パターンが異なる結果となった。さらに、その時の周方向の分布パターンについても、吸坂トンネルが両肩部で逆の応力が発生する非対称モードであるが、天満トンネルは、天端部で圧縮応力が、両肩部で引張が発生する対称モードと異なる結果であった。

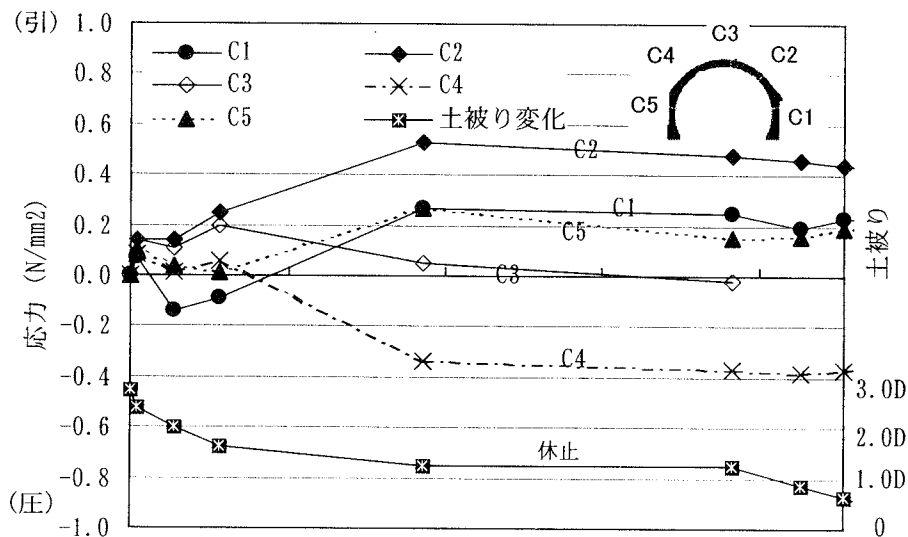


図-4.2 土被りの変化と覆工応力（吸坂トンネル）

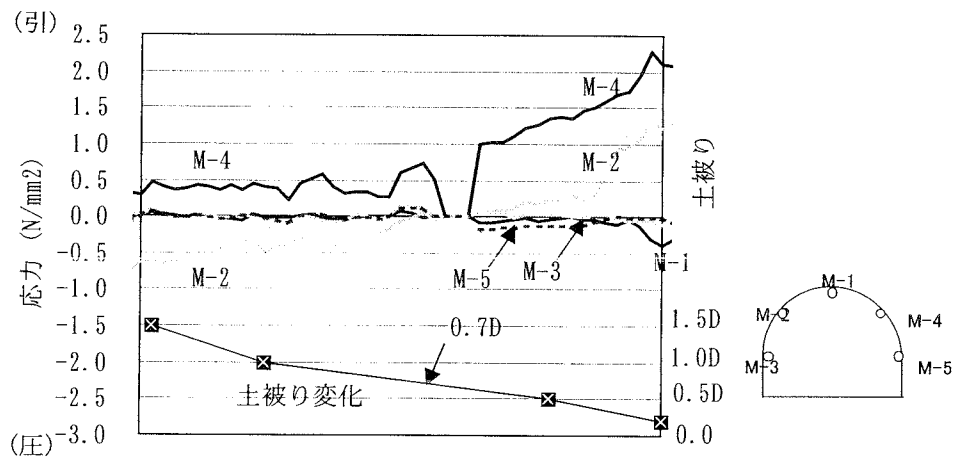


図-4.3 土被りの変化と覆工応力（天満トンネル）

b.内空変位

吸坂トンネル、和田トンネルの内空変位の測定結果が得られたが、どちらのケースも内空変位の変化が覆工応力変化と一致している。このことから、内空変位を測定することで覆工の応力を推定することが可能である。これは内空変位測定と、覆工応力測定を上手く組み合わせることにより安全で、経済的な動態観測が可能であることを示している。また上部切土の吸坂トンネルの内空変位は、周辺 5m を掘削するまでは、3 測線とも収縮傾向にあり、水平測線が最も大きな変化を示した。これは上部切土では、掘削に伴い側方から水平土圧が作用していることを示している。なお数値解析結果でも、水平測線の縮小量が最大を示したが、斜測線は計測結果と異なり拡大を示した。一方、側部切土の和田トンネルの場合は、偏土圧を受けるため、地山側の斜測線が拡大し、3 測線の中で最も大きな変化を示した。

c.覆工鉛直変位

吸坂トンネルも、和田トンネルも覆工応力の変化とは異なり掘削が進行するに従い単調に増加する傾向にあった。また縦断方向の違いも若干あるものの、両トンネルともほぼ一様に浮き上がる傾向であった。数値解析でも同じように、掘削にともない単調に増加する結果となった。

第5章 結論

本報告書では、既設トンネルに近接して実施された切土工事の計測結果の分析をし、近接施工（上部切土、側部切土）時の既設トンネルへの影響について調べた。また、覆工と地山に不連続面を挿入した解析モデルを用いた上部切土の数値解析結果を行い、計測結果との比較を行った。その結果、今後、切土工事がトンネル覆工に及ぼす影響を検討する上で参考となる知見がいくつか得られた。その結果をまとめると以下ようになる。

現場計測結果より

- ① 上部切土における覆工への影響範囲（覆工に影響が出始める距離）は、土被り 3D 程度で地表面が水平な場合、軟らかい地盤で土被り 1.5D～1.0D 程度で、硬い地盤で 0.7D 程度あった。一方、地表面が傾斜しており、トンネル左右の土被りが倍程度異なる偏土圧状態では、偏土圧側の土被りが 2.0D 程度で影響が出始めた。最終的な覆工発生応力は、3 トンネルの中で地山変形係数の大きい天満トンネルで最大値となり、引張応力で 3.0N/mm^2 に達したが、覆工には大きな変状は認められなかった。これは初期に $1.5\sim 3.0\text{N/mm}^2$ の圧縮応力が覆工に作用していたためではないかと考えられる。
- ② 上部切土における土被りの変化と覆工応力の関係では、土被りがほぼ同じ場合でも、覆工に応力が発生した後、土被りの減少とともに、その後、あまり発生応力が増加しないパターンと、単調に増加するパターンとの異なる計測結果が得られた。また、その時の覆工周方向の応力分布も、両肩部で応力の符号の異なる天端を中心にした非対称な分布と両肩部に引張応力が発生し、天端部で圧縮応力が発生する対称な分布と、それぞれ異なる状態であった。
- ③ 覆工の天端鉛直変位量については、土被りの変化とともに単調に増加し、その最終的な大きさは地山の変形係数に反比例するという結果が得られた。一方、内空変位は発生応力との相関が高かった。
- ④ 2D 程度の土被りのある既設トンネルで、0.5D 未満に近接して側部切土を実施したが、覆工には大きな変状は発生しなかった。

数値解析より

- ① 周辺地山との接触状態が一定もとでは、覆工発生応力、覆工天端鉛直変位ともに地山の変形係数に反比例する。覆工発生応力については上述の現場計測結果と逆の傾向を示したが、これは、現場計測結果には後述する覆工と周辺地山の接触状態の影響が現れていることによるものと考えられる。また、土被りの減少にともない、応力はある段階まで増加しその後一定値となるが、鉛直変位は最終掘削段階まで単調に増加する。
- ② 覆工発生応力は、周辺地山との接触状態の影響を大きく受けるが、覆工天端鉛直変位はあまり影響を受けない。

今後、同種工事のデータをより多く蓄積し、切土工事の既設トンネルへの影響のメカニズムを解明するとともに、より精度の高い予測手法の確立を行っていきたい。

謝 辞

本報告書で用いた計測データ等をご提供していただいた国土交通省東北地方整備局秋田工事事務所、同北陸地方整備局金沢工事事務所ならびに同近畿地方整備局紀南工事事務所に対し、深く感謝の意を表します。

