

住宅地直下の無導坑式めがねトンネルの施工

Construction of binocular tunnels without drift right under residential quarter

玉城守克¹・堀内賢二¹・津中重彦²・島田智浩³

Morikatsu Tamashiro, Kenji Horiuchi, Shigehiko Tsunaka and Tomohiro Shimada

¹沖縄県 土木建築部 南部土木事務所 街路公園班 (〒900-0029 沖縄県那覇市旭町112-18)

²大成建設株式会社 九州支店 識名トンネル作業所 (〒902-0072 沖縄県那覇市真地289-1)

³正会員 工修 大成建設株式会社 九州支店 識名トンネル作業所 (〒902-0072 沖縄県那覇市真地289-1)

E-mail:shimada@ce.aisei.co.jp

“Shikina-tunnel” is a binocular tunnel constructed by the no drift method. It has 2 remarkable features that should be paid attention. 1st is the distance. There are only about 1m isolation between the tunnel. 2nd is a very shallow tunnel. Moreover, this tunnel is planned right under the residential area center in Naha City. Therefore, it is a tunnel where close attention should be paid to construct in order to control the ground level subsidence as much as possible.

In this report, the finding obtained from a various measurement and a construction method that is adopted to the tunnel constructing it now is described.

Key Words : binocular tunnels without drift, measurement, mudstone, subsidence

1. はじめに

近年、都市部で計画される低土被りの双設トンネルでは、トンネル上部地表部の用地取得の困難さや、地表面の制約等の諸条件から、2本のトンネルの離隔を小さくし、地表面の影響面積を出来る限り小さくした「めがねトンネル」の施工例^{1), 2)}が増加している。

また、めがねトンネルの施工においては、先進導坑として、中央導坑や側壁導坑を施工し、その中にピラーコンクリートを施工した後に、本坑の掘削という施工方法が主に選択されてきている。しかしながら、近年、先進導坑無しで直接本坑を施工する無導坑方式のめがねトンネルの施工実績が増加しつつある。

識名トンネルは上述した無導坑方式の施工方法を採用しためがねトンネルである。さらに、施工条件として、住宅地の直下を低土被りでトンネルを構築する必要があるため、トンネルの安定性の確保、周辺環境への影響が小さい施工方法の確立が最重要課題となる。

そこで、本報文では、現在施工中の識名トンネルで採用している施工方法及び計測状況について報告する。

2. 工事概要

識名トンネルは、那覇市中心部と郊外を結ぶバイパスとして計画されている都市計画道路3・3号真地久茂地線の一部として那覇市識名地内に計画されている延長559mのめがねトンネルである。

(1) 平面、縦断計画

トンネルの平面計画図及び縦断計画図を図-1及び図-2に示す。

トンネル上部には住宅及び墓地が密集している。また、土被りは最大で40mであり、住宅の多くは土被り2D (D=14m; Dはスプリング部掘削幅) 以下に存在している。トンネル直上で最も土被りが薄い位置にある住宅はトンネル天端から約1Dの位置にある。

(2) 地形、地質

トンネルは那覇市東部の標高70m~100mの台地下に計画されている。地層構成は、表層部に琉球石灰岩、その下層に島尻泥岩が分布する。琉球石灰岩は滞水しており、トンネル上部の住宅地で井戸として使用されている。トンネルの計画深度では、トンネル全線に渡り島尻泥岩内を施工することになる。

本施工位置における島尻泥岩の特徴としては、一軸圧縮強度が $1\text{N/mm}^2 \sim 2\text{N/mm}^2$ であり、潜在的亀裂を多く有し、浸水崩壊性が高いことが挙げられる。

(3) 標準断面

トンネルは東行線と西行線の2本のトンネルを施工する(図-3)。東行線と西行線のトンネル中心間距離は全線に渡り一定であり、各トンネルの掘削断面積は 120m^2 程度である。

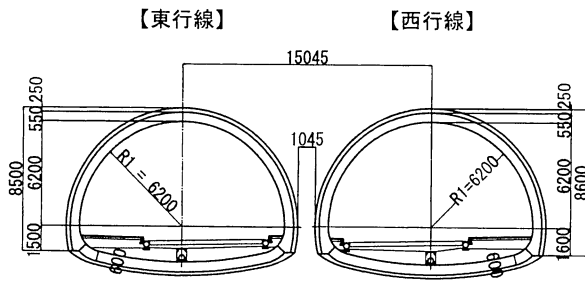


図-3 標準断面図 (D3パターン)

3. 施工方法

(1) 標準支保パターン

支保パターンは土被り高さに応じ設定されており、土被りが高いパターンから低いパターンに順にD1パターン(2D以上)、D2パターン(1.5D~2D)、D3パターン(1.5D以下)にて設定されている。

各パターンの仕様を表-1に示す。

めがねトンネルの場合、先進坑側の一次支保は、先進坑施工時と後進坑施工時の2度掘削の影響を受けるため、先進坑側の吹付コンクリートは高強度($\sigma_{ck}=36\text{N/mm}^2$)を採用している。また、本トンネルは、まだ施工実績の少ない無導坑方式のめがねトンネルであることに加え住宅地の直下を低土被りで施工するため、トンネル及び地山の安定確保のため設計段階から種々の補助工法(表-1)が採用されている。

無導坑方式のめがねトンネルでは、後進坑掘削前後から、先進坑と後進坑の間の中間地山部に応力が集中するため、中間地山部の安定の確保が非常に重要となる。本トンネルでは、予測解析において、中間地山部に塑性領

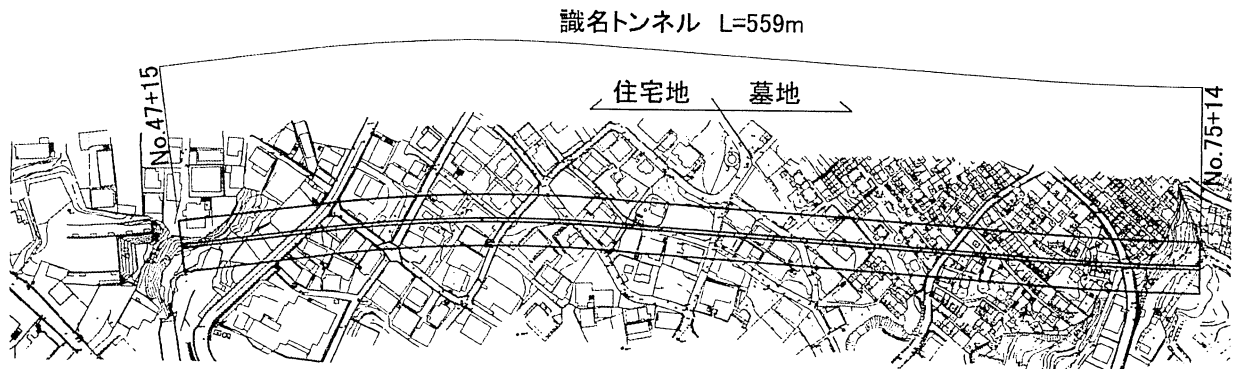


図-1 識名トンネル平面図

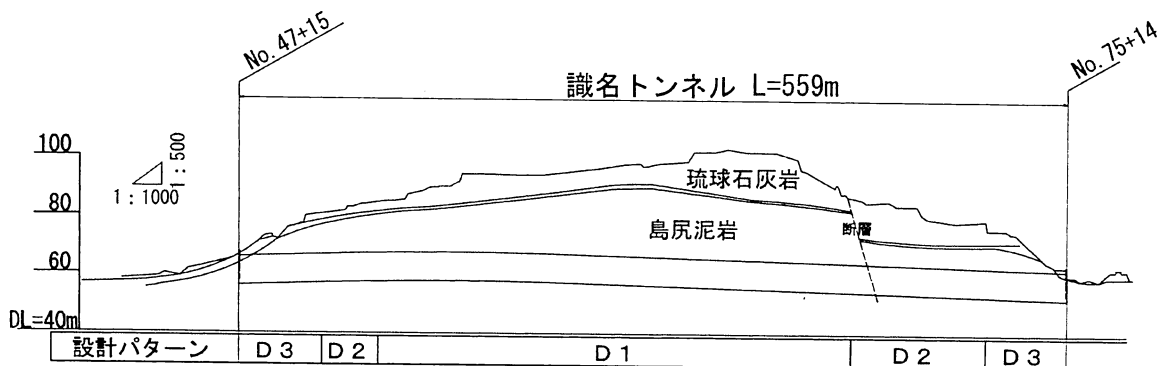


図-2 地質縦断面図

表-1 標準支保パターン

	パターン		
	D1	D2	D3
鋼製支保工	H-150@1.0m	H-200@1.0m	H-200@1.0m
吹付 コンクリート	t=200mm 東行線（先進坑） $\sigma_{ck}=36N/mm^2$ 西行線（後進坑） $\sigma_{ck}=18N/mm^2$	t=200mm 東行線（先進坑） $\sigma_{ck}=36N/mm^2$ 西行線（後進坑） $\sigma_{ck}=18N/mm^2$	t=250mm 東行線（先進坑） $\sigma_{ck}=36N/mm^2$ 西行線（後進坑） $\sigma_{ck}=18N/mm^2$
ロックボルト	D25, L=4m	D25, L=4m	D25, L=4m
鏡吹付	t=50mm（毎切羽）	t=50mm（毎切羽） t=100mm （補助工法断面）	t=50mm（毎切羽） t=100mm （補助工法断面）
先受工	-	GFRP Φ 76mm L=12.5m	鋼管 Φ 114.3mm L=12.5m
鏡補強工	-	-	GFRP Φ 76mm L=12.5m
インバート 吹付	t=200mm 東行線（先進坑） $\sigma_{ck}=36N/mm^2$ 西行線（後進坑） $\sigma_{ck}=18N/mm^2$	t=200mm 東行線（先進坑） $\sigma_{ck}=36N/mm^2$ 西行線（後進坑） $\sigma_{ck}=18N/mm^2$	t=200mm 東行線（先進坑） $\sigma_{ck}=36N/mm^2$ 西行線（後進坑） $\sigma_{ck}=18N/mm^2$
インバート ストラット	-	-	H-200@1.0m

域が発生する結果を得たため、中間地山部に発生する全ゆるみ荷重を軸力として一次支保にて担保できる仕様としている。

(2) 掘削方法

本トンネルでは、掘削時の周辺地山への影響を極力小さくするため、トンネル一次支保による早期閉合が可能な補助ベンチ付全断面掘削工法を採用した（通常区間では、切羽からの最小閉合距離は7mとした）。ここでは、トンネル直上約1D（D=14m）に住宅がある（トンネルに最も近接して住宅が存在する）起点側D3パターンの後進坑（西行線）で採用した掘削パターンを図-4に示す。この時、切羽からの最小閉合距離は4mである。

また、2本のトンネルは同時併進させるため、以下の項目を考慮し、先進坑と後進坑に切羽の離れを決定した。

- 先進坑の吹付コンクリート強度が設計基準強度を発現した後に、後進坑を通過させる。
- 先進坑の坑内の変形が収束した後に後進坑を通過させる。

上記項目を検討した結果、後進坑施工時に先進坑の掘削の影響と干渉せずに施工するために、先進坑切羽と後進坑切羽の離隔を50m以上確保する事とした。

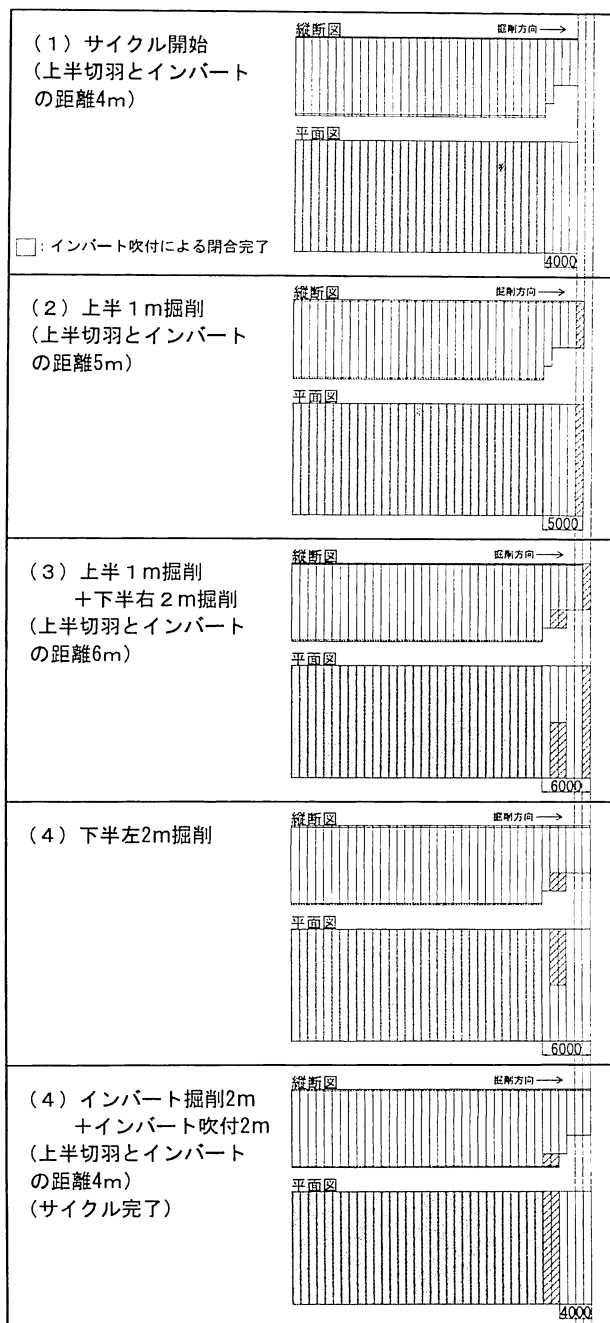


図-4 掘削手順（起点側D3パターン）

4. 計測

(1) 坑内B計測による後進坑通過時の影響

最も土被りが大きい断面（D1パターン、No64+00、土被り40m）における坑内B計測結果により後進坑通過時の先進坑への影響を検証する。計測データは先進坑側の鋼製支保工軸力（図-5）、鋼製支保工曲げモーメント（図-6）、吹付コンクリート応力（図-7）を使用する。

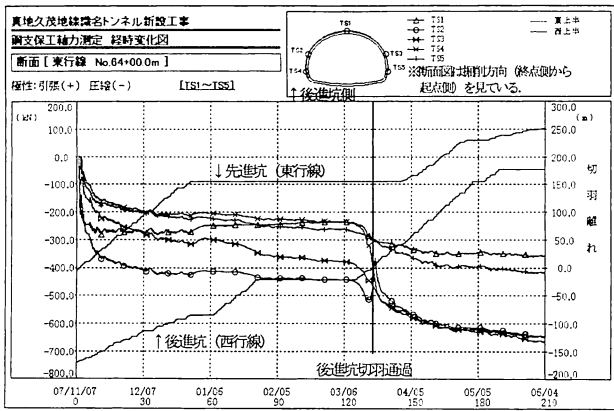


図-5 鋼製支保工軸力経時変化図 (先進坑)

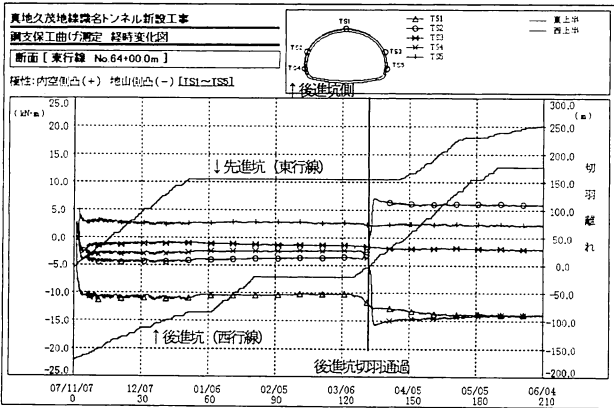


図-6 鋼製支保工曲げモーメント経時変化図 (先進坑)

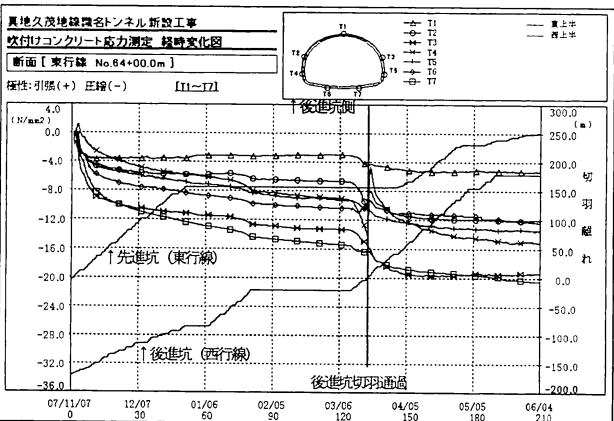


図-7 吹付コンクリート応力経時変化図 (先進坑)

計測結果より、後進坑切羽が先進坑の計測断面に近接して、通過する際の現象として以下の事象が確認できた。

a) 計測結果の評価

図-5に示す鋼製支保工軸力の経時変化図は後進坑切羽が計測断面手前50m(約3.5D)付近からトンネル天端部以外の計測点(TS2~TS5)で徐々に軸力が増加し始める。後進坑切羽が先進坑計測断面に近づいて来る段階で切羽停止期間があるため、評価が難しくなっているが、後進坑が計測断面手前20m程度(約1.5D)で、全体の軸力が増

加する傾向にある(後進坑掘削の影響が始まる位置と考えられる)。また、ここで特徴的な現象としては、計測断面の後進坑側肩部の計測点TS2において、後進坑切羽が計測断面手前0.5Dに接近するまで圧縮力が増加し、それ以降切羽が0.5D離れるまで圧縮力が抜け、切羽通過後0.5D以降で再度、圧縮力が増加する現象がある。これは、最初の圧縮力の増加は後進坑掘削による切羽前方における先行変位発生に伴う荷重増加であると考えられ、次の圧縮力の抜ける現象は、後進坑切羽が計測断面に近接しているため、後進坑切羽の掘削解放力に伴って先進坑側の軸力が抜ける現象と考えられる。最後に再度圧縮力が増加する現象は、掘削に伴う応力再配分に起因する現象と考えられる。

図-6に示す鋼製支保工曲げモーメント経時変化図では、後進坑切羽が先進坑計測断面に到達するまでは曲げモーメントに大きな変化は現れず、切羽到達後から、切羽通過後0.5Dまでの間で計測断面の後進坑に隣接する計測点TS2、TS4で曲げモーメントが変化している。肩部の計測点TS2では、内空側に凸な曲げが増加しており、脚部のTS3では、地山側に凸な曲げが増加している。この現象は、計測断面の真横で後進坑掘削が行われた時に、そのゆるみ荷重が、先進坑の肩部に作用し、内空側に凸な曲げモーメントが発生し、この曲げモーメントに連動して脚部の地山側に凸な曲げモーメントが発生していると考えられる。ここで、脚部の曲げモーメントの増加量が肩部より大きく発生しているのは、後進坑側が掘削されており、地盤反力が小さくなっているため、地山側の曲げモーメントの増加量が多くなっていると考えられる。

曲げモーメントに着目すると、後進坑掘削時の影響を受けているのは、後進坑に隣接する肩部と脚部の2箇所であり、その他の計測点では影響を受けていない。また、後進坑掘削の影響を受けている2点も0.5D程度で早期に収束し、その後、変動はほとんどない。以上より、後進坑通過後には曲げモーメントを発生する偏荷重は作用していないと考えられる。

図-7に示す吹付コンクリート応力の経時変化図より、鋼製支保工軸力と同様に切羽到達直前(-0.5D)まで圧縮応力が増加し、切羽到達前後から直後(-0.5D~0.5D)まで圧縮応力が減少し、それ以降では、再度圧縮応力が増加する現象を計測した。ここで、吹付コンクリート応力については、後進坑側の肩部(T2)、脚部(T4)、インバート部(T6)の全てでこの現象を確認できる。また、インバート吹付コンクリートの計測結果より、インバート吹付コンクリートの後進坑側(T6)の発生応力は20N/mm²、もう一方(T7)の発生応力は12N/mm²ということより、インバート吹付コンクリートが大きな応力を分担しており、インバート吹付の効果を確認できる。また、発生応力が

20N/mm²程度発生しているため、先進坑側の高強度吹付コンクリート選択の妥当性も確認できる。

b) まとめ

後進坑通過前後の先進坑側一次支保の応力変化を計測により確認することができた。

後進坑通過前後を通して一次支保工に作用する曲げモーメントは限定的であり、軸力主体の応力状態を維持していることが確認できた。

(2) GPSによる住宅地内の地表面沈下計測

トンネル全区間で土被りが浅く、また、地表面には住宅等が広範囲に密集しているため、地表面沈下の管理方法の確立が非常に重要であるが、本トンネルでは、天候等に左右されず24時間常時観測可能なGPSセンサーを用いて地表面沈下の管理を行うこととした。実際のGPSセンサーの配置を図-8に示す。GPSセンサーは合計で39箇所設置した。

a) 管理目標値

地表面沈下量の管理目標値は30mmとし、地表面沈下管理を実施している。

b) 計測結果

住宅地内の計測は現在も継続中であり、計測データの評価検討の最中であるが、住宅地内のGPS計測結果の代表例として計測点G-30（土被り30m）の計測結果を図-9に示す。

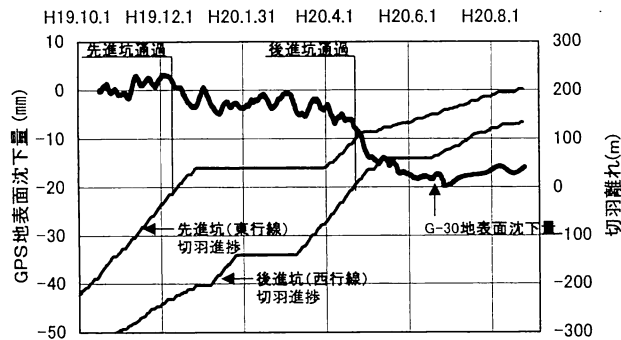


図-9 GPSによる地表面沈下計測結果 (G-30)

(3) トータルステーションによるノンプリズム地表面沈下計測

トンネル起点側（到達側）No51+00付近でトンネル上部を横断する市道下には、那覇市内の水道水の3分の2を供給する送水管が埋設されている。埋設されている送水管はΦ900のダクタイル鋳鉄管製であり、埋設から既に30年が経過している。また、この送水管には0.6MPaの内圧が作用しており、トンネル施工の影響による漏水等は絶対に許されない重要構造物である。この送水管はトンネル天端から11m上部に埋設されている。

施工前に管の健全度、管継手部の許容沈下量の調査を行ったところ、許容沈下量は管の継手部で一番厳しいところで、安全側にみて100mm以上はあることを確認し、管理者と協議を行い、送水管の管理目標値を30mmと設定し、計測管理を実施することとした。

a) 計測手法の選定

送水管の管理者との協議で、計測は24時間常時計測を実施することが条件となった事、管の埋設してある道路は、2車線道路であるが、幹線道路であるため、常時交通量が非常に多く、道路上に計測装置の設置は非常に難しいことより、トンネル影響範囲内（約120m区間）の全線にわたり、トータルステーションを使用したノンプリズム地表面沈下計測を実施することとした。

b) 計測計画

計測計画図を図-9に示す。

計測点は道路上に5m間隔で25点設定した。また、計測用のトータルステーションは道路の脇に2箇所設置し全長120m区間の計測を実施している。

c) 計測状況

現在（8月初旬）の進捗状況は、先進坑（東行線）は送水管下部を通過完了しており、後進坑（西行線）は送水管の影響範囲外にある。このときの沈下分布図と、2次元弾完全塑性有限要素解析による予測結果（先進坑通過完了時）を図-10に示す。

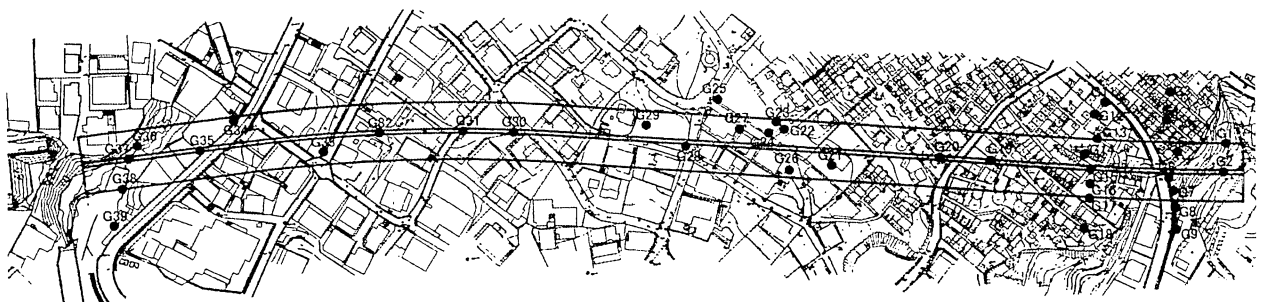


図-8 GPS計測装置配置図

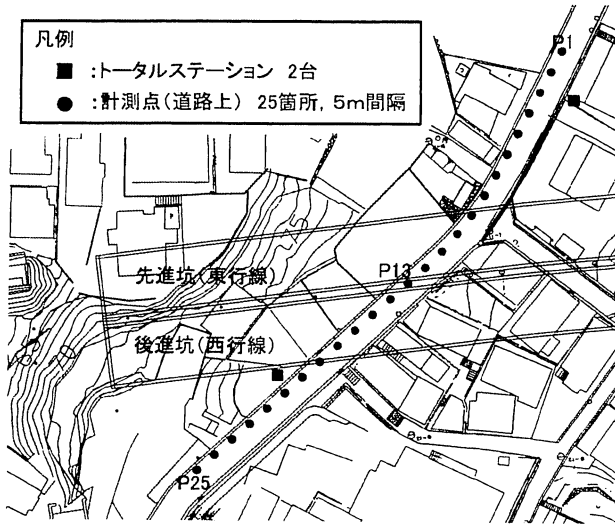


図-9 ノンプリズム沈下計測計画図

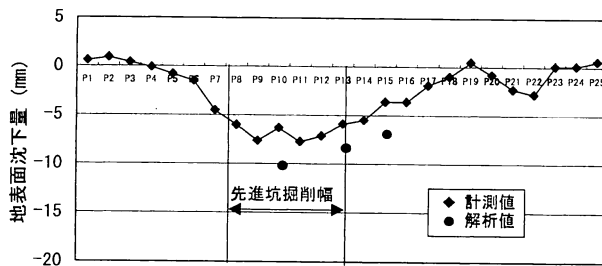


図-10 ノンプリズム沈下計測 沈下分布図

先進坑通過時の計測結果では、予測解析を下回る計測結果となっている。しかしながら今後、後進坑通過後の沈下量については、再度それまでの地表面沈下の傾向を分析し、必要があれば、さらなる対策工を設定して、確実に送水管下部を通過したいと考えている。

5. おわりに

現在トンネルは、先進坑が送水管の影響部を無事抜け、今度は後進坑が送水管の影響範囲に入ってくる状況である。今回の工事の中で後進坑が送水管下部を通過する時が、最大の山場になると考えている。このため、後進坑の送水管下部通過時には、これまでに得られた知見や計測結果に細心の注意を払い、最後まで安全確実にトンネルを完成させる所存である。

謝辞：本工事を施工するにあたり、ご指導を頂いた識名トンネル施工技術検討委員会（今田徹委員長）の委員の方々と社団法人建設機械化協会施工技術総合研究所の方々に、この場を借りてお礼申し上げます。

参考文献

- 1) 森正明, 中野将宏, 白川賢志, 大島基義, 小池真史: 住宅密集地における大断面浅層4連めがねトンネルの設計・施工, トンネル工学報告集, 第17巻, pp. 187-194, 2007.
- 2) 森崎泰隆, 新城喜弘, 川崎正和, 原 守哉, 小田原秀明: 早期閉合による超近接トンネル施工の地表面沈下抑制効果, トンネル工学報告集, 第16巻, pp. 135-140, 2006.