

地上構造物と近接する双設トンネルの設計・施工

Design and construction of the parallel tunnels adjoining the structure on the ground

亀谷 英樹*	岡村 貴彦**
Hideki Kameya	Takahiko Okamura
尾沢 孝三**	梅田 克史**
Kouzou Ozawa	Katsushi Umeda
鈴木 健**	
Takeshi Suzuki	

要 約

岸谷生麦トンネルは、都市部の土砂地山に建設されるⅠ期線・Ⅱ期線が近接した双設トンネルである。土被りは最大でも約 13.5 m と全線にわたって小さく、地表には中学校校舎等の構造物が近接する厳しい現場条件であったが、先行トンネルの覆工コンクリートの一部に軽微な補強を施すことと、後行トンネルに先受け工法等の補助工法と全断面掘削・早期閉合による掘削工法を適用することによって、先行トンネルや近接構造物に変状を発生させることなく、安全かつ合理的にトンネル掘削を行った。本稿は、後行（Ⅱ期線）トンネルの掘削による先行（Ⅰ期線）トンネルおよび中学校校舎への影響解析と実施工での現場計測結果について報告するものである。

目 次

- § 1. はじめに
- § 2. 地形・地質概要
- § 3. 事前の数値解析
- § 4. トンネル掘削状況と計測結果
- § 5. 双設トンネルの変形形態の整理
- § 6. まとめ

§ 1. はじめに

都市計画道路岸谷生麦線は、全長約 1,200m の横浜市道であり、完成後は横浜環状北線の出入口としても利用される関連街路である。このうち、岸谷生麦線の国道 1 号側約 300m 区間は都市部山岳工法の双設トンネルで建設する計画である（写真-1、図-1、2 参照）。

双設トンネルのうち、生麦行きトンネル（以下、Ⅰ期線トンネル）は、他工事との関係から施工を先行し、平成 19 年 8 月に覆工コンクリートの施工までが完了した。一方、後行の国道 1 号行きトンネル（以下、Ⅱ期線トンネル）は平成 23 年 10 月にトンネルが貫通し、同年 12 月に覆工コンクリートの施工が完了した。

一般に、併設する道路トンネルを山岳工法で構築する場合には、過去の施工実績や数値解析の実績から、中心

離隔を掘削幅の約 3 倍としている場合が多い¹⁾。

しかしながら、市街地に建設される当該トンネルでは、現場の諸条件より、掘削を開始する起点側坑口から約 150 m 区間で両者の純離隔を 1.8~6.7 m 程度しか確保できなかった。さらに、土被り約 13.5 m の地表部直上には中学校校舎、グラウンドおよび体育館が存在している。中学校校舎と体育館は杭基礎構造であり、事前に他工事により、アンダーピニングによる受替杭の施工を行っており、トンネル掘削時には切羽に出現する既設杭を撤去しながら施工を行った。受替え工事およびⅠ期線トンネルの設計・施工については、文献^{2),3)}にて既に報告済みである。

本稿は、Ⅱ期線トンネルの掘削によるⅠ期線トンネルおよび中学校校舎等への影響解析と実施工での現場計測結果について報告するものである。



写真-1 トンネル起点側坑口部の全景

* 土木設計部設計課

** 関東土木（支）生麦トンネル（出）

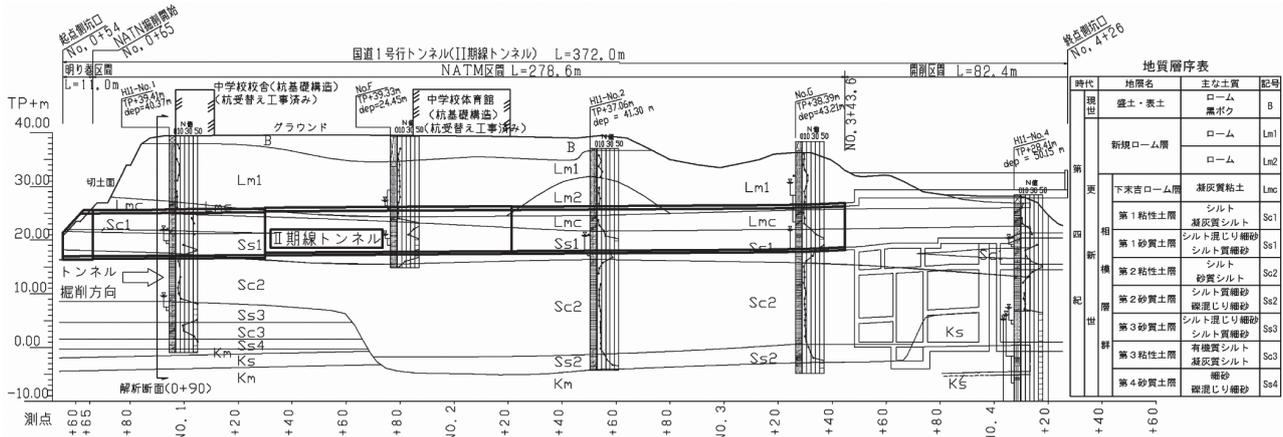


図-1 II期線トンネルの地質縦断面図

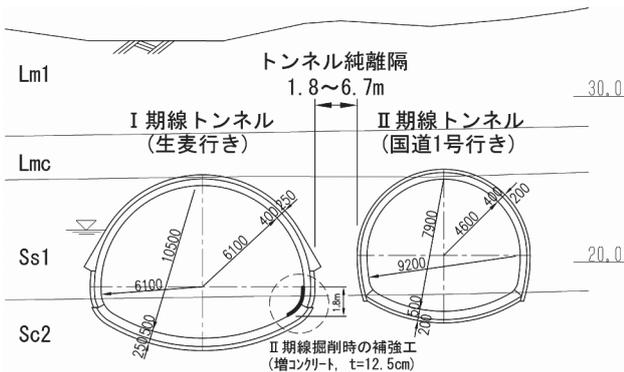


図-2 坑口部のトンネル断面図

表-1 数値解析に用いた地山物性値

	代表 N値	単位体 積重量 γ (kN/ m ³)	地山変 形係数 D (MN/ m ²)	ポアソン比 ν	粘着力 c (kN/m ²)	内部 摩擦角 ϕ (deg)
B	1	14	3.44	0.35	8	5
Lm1	5	13	55.9	0.35	35	20
Lmc	3	15	43.0	0.35	55	15
Ss1	32	19	73.1	0.35	4	35
Sc2	7	15	68.8	0.35	140	20

を行った⁴⁾。

§2. 地形・地質概要

当該トンネルの掘削地山は、標高約40mの洪積台地に位置する土砂地山であり、上総層群(Km, Ks)を基盤として、その上位を相模層群の下末吉層ロームと新規ロームが覆う地層層序である。

II期線トンネルの切羽に出現する地質は、更新世の新規ロームLm1と相模層群の凝灰質粘土Lmc、シルト質細砂Ss1および砂質シルトSc2である。このうち、切羽上方に出現するLm1, Lmcは比較的硬質であった。トンネル肩部以深に出現するSs1はN=4~75で、比較的良く締まった砂質土であるが、強度のバラツキが大きい特徴を有していた。Sc2は下半以深に分布する硬質粘性土である。

§3. 事前の数値解析

3-1 解析概要

II期線トンネル掘削前に、I期線トンネルと地上構造物への影響評価のために数値解析を実施した。数値解析は、まず、I期線トンネル掘削時の計測データから逆解析により、地山物性値を推定し、その結果を用いて、II期線トンネル掘削時の影響解析を行った。

本解析では、有限差分法をベースとしたFLAC3Dを用いて、二次元平面ひずみ問題・微小変形問題として解析

3-2 解析条件

(1) 解析コードと解析モデル

地山の構成則は、降伏条件をMohr-Coulomb則とした完全弾塑性モデルとした。解析断面は、土被りが最大で、中学校校舎手前のNo.0+90断面とした。

(2) 土質定数

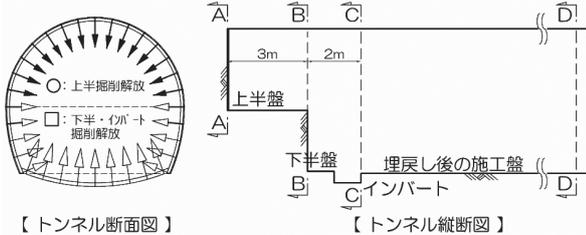
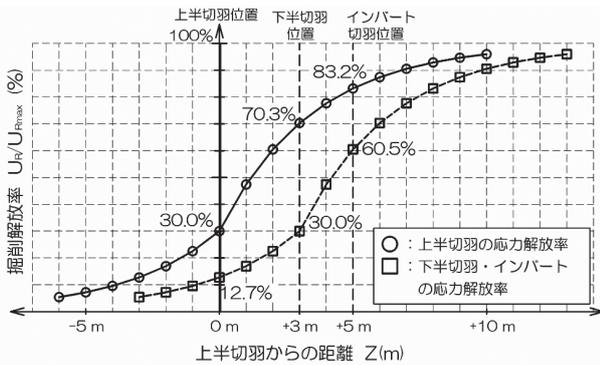
I期線トンネルのA計測結果と地表面沈下の計測結果を用いて逆解析した結果、地山の变形係数は表-1の値となった。その他の物性値は地質調査結果等から固定値として設定した⁵⁾。

(3) 支保部材と補助工法

I期線では、鋼製支保工H200@1m(SS400)と吹付けコンクリートt=25cm($\sigma_{ck}=18\text{ N/mm}^2$)、II期線は同様にH150@1mと吹付けt=20cmをトンネル全周に施工した。数値解析では、吹付けと鋼製支保工を合成梁としてモデル化した。また、本工事ではシステムロックボルトを省略している。I期線の覆工・インバート($\sigma_{ck}=30\text{ N/mm}^2$, t=60cm, 複鉄筋構造)は梁部材としてモデル化した。長尺先受け工法等の補助工法の対象範囲の物性値は、参考文献^{3), 5)}を参考にして設定した。また、II期線トンネルの掘削影響対策工として、I期線のII期線側の覆工脚部に増コンクリート($\sigma_{ck}=30\text{ N/mm}^2$, t=12.5cm)を考慮した。

(4) 全断面掘削・早期閉合の掘削解放率

II期線トンネルは全断面掘削・早期閉合による掘削工法を採用した。二次元数値解析において、当該掘削工法



【トンネル断面図】
【トンネル縦断面図】
図-3 切羽位置と応力解放率との関係

の地山応力の解放過程や解放率に関する確立されたモデル化の手法は見当たらない。そこで、本業務では、M. Panet⁶⁾による式(1)の考え方を基にして、図-3に示すように上半と下半・インバートに関する2本の特性曲線で応力解放をモデル化することとした。例えば、上半切羽到達時(図-3中のA-A断面)では、上半部で30.0%、下半・インバート部で12.7%の掘削相当外力を解放することとした。

なお、下半とインバートの特性曲線を同一としたが、これはインバートの掘削深さが図-3の断面図のように浅いため、下半掘削時にインバート部の地中応力も同時に解放されると考えたためである。

$$\left. \begin{aligned} Z \geq 0 (\text{切羽後方}) : U_R/U_{Rmax} &= c_0 + c_1(1 - e^{-|Z|/(0.7r)}) \\ Z < 0 (\text{切羽前方}) : U_R/U_{Rmax} &= c_0 - c_1(1 - e^{-|Z|/(0.7r)}) \end{aligned} \right\} \text{①}$$

ここで、 U_R/U_{Rmax} : 壁面変位率(掘削解放率)
 Z : 切羽距離(m), r : トンネル半径(=5m)
 c_0 : 先行変位率(=0.3), c_1 : $1 - c_0$

3-3 数値解析の結果

(1) I・II期線トンネルの変位量と地表面沈下量

II期線トンネルの掘削前後におけるI・II期線トンネルの変形量と沈下量は数mm程度の微小な値であった。また、II期線トンネル掘削による地表面沈下の増分量は11mmであり、管理基準値($\delta = 30\text{mm}$)を十分満足する結果となった。

(2) I・II期線トンネルの断面力図と断面力の照査

I期線トンネルの覆工コンクリートとII期線トンネルの支保工の断面力は、顕著な偏圧とまでは言えないものの、両トンネルの中間部の地山(以降、ピラー部と称す)側がやや大きい結果となった。ただし、両者ともに、長期許容応力度以下であり、計算上のひび割れ幅は0.2mm以下との結果になった。

(3) 地山の塑性領域と最大せん断ひずみ

II期線トンネル掘削完了後において、両トンネルの周辺地山は、アーチ周辺の約1m範囲と両トンネル間のピラー部が塑性状態となった。

最大せん断ひずみの分布に関しても、上述のピラー部にひずみが卓越する傾向を示し、この領域では櫻井ら⁷⁾の限界ひずみをおおむね超過する結果となった。

これらの地山状態は、後述する計測結果において、II期線トンネルにピラー部からの側圧が卓越したことの原因になっていると考えられる。

§ 4. トンネル掘削状況と計測結果

4-1 II期線トンネルの施工状況

II期線トンネル掘削時の切羽は、軽微な肌落ちが発生したものの、切羽全体が不安定化することはなかった。また、後述するように変形・沈下量は微少であり、I期線トンネルの覆工コンクリートや地上構造物にひび割れ等の変状は発生しなかった。

4-2 I・II期線トンネルのA計測結果

No.0+90(解析断面)でのA計測結果は、II期線トンネルの天端沈下N1:-2.2mm、水平変位N2-N3:-3.0mm、I期線の天端沈下N1:+1.1mm、水平変位N2-N3:+1.0mmとなった。数値解析の結果と比較すると、その差異は小さいものであり、事前の数値解析は実現象を大局的に予測できたと評価できる。

図-4, 5に、II期線トンネルの測点とI・II期線トンネルのA計測結果(沈下量と内空変位)の収束値との関係を示す。また、A計測工の計測点の位置を図-6を示す。

図-4, 5において、No.0+90付近までは内空変位・沈下量は土被りと共に徐々に大きくなるが、それ以降、土被りが一定になるとおおむね一定の値を示した。II期線トンネルの沈下量は、天端から下半脚部までおおむね-4mmと同程度の沈下量を示しており、トンネルは全体的に沈下する傾向となった。また、内空変位は-3~-6mm程度でほぼ一定値を示した。I期線トンネルでは、多くの計測断面で水平測線N2-N3が約+2mmの伸長となり、横つぶれモードを示した。これらの計測区間では、両トンネルの純離隔が約4.0~6.5m、天端の高低差は約1.0~3.5m(II期線の方が高い)で変化しているもののA計測結果に有意な傾向は確認できなかった。なお、No.1+00とNo.2+20付近で、変位量や地表面沈下量が若干大きくなっていることは、切羽に出現し撤去した既設杭が多かったことに起因していると考えられる。

また、II期線トンネルの変形・沈下量は、仮インバートによる早期閉合後において急速に収束傾向を示し、閉合後の変位・沈下の増分量は1~2mmと微小なものであったことから、早期閉合による変位抑制効果が有効に発揮されたと評価できた。

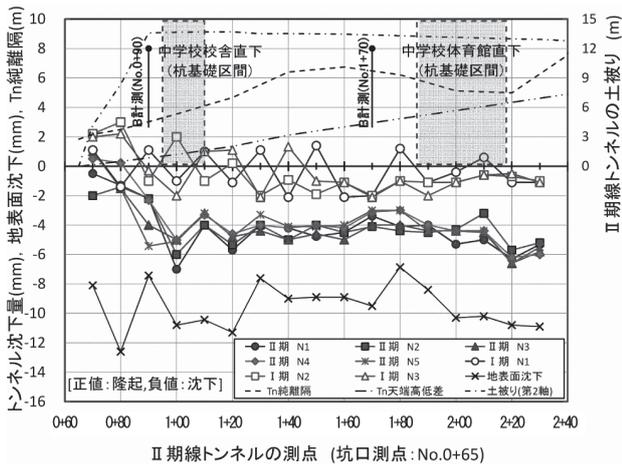


図-4 II期線トンネル測点と沈下量との関係

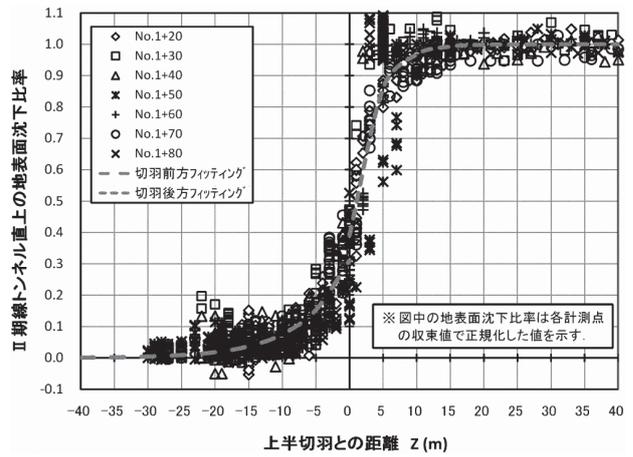


図-7 地表面沈下比率と上半切羽距離との関係

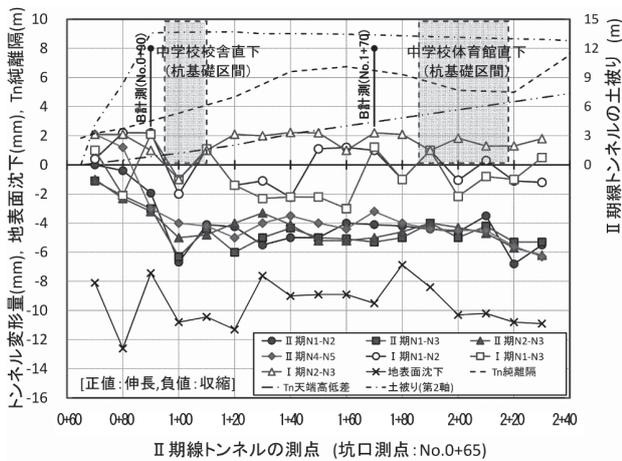


図-5 II期線トンネル測点と内空変位との関係

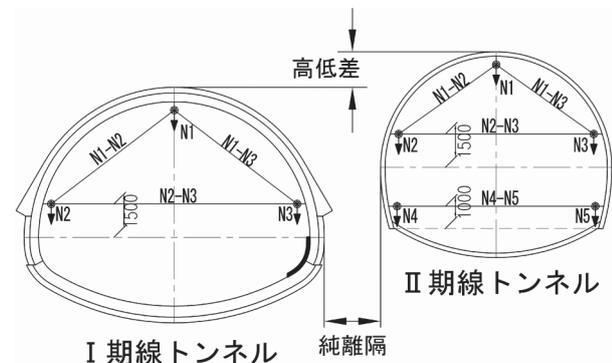


図-6 A計測工の測点位置とトンネル位置関係

4-3 地表面沈下の計測結果

各測点の地表面沈下（II期線直上の計測値）を前述した図-4, 5に示す。同図より、土被りが一定になるNo.0+90以降は、地表面沈下が安定し、II期線直上の収束値は6.9~11.3 mmとなった。これらの値は、数値解析結果（11.0 mm）よりもおおむね小さい値であった。

II期線トンネル直上の地表面沈下比率と上半切羽距離との関係を図-7に示す。同図は、上半切羽の進行に対応した計測沈下量を各測点の収束値で正規化したものであり、切羽前方は後方に比較してバラツキが大きいたことが分かる。これは、先受け工法や鏡ボルトの施工時の影響、鏡ボルトのラップ位置の影響および土質条件そのものの

表-2 地表面沈下計測値による変形特性値の推定

	先行解放率 c_0	収束係数 0.7r	相関係数 R^2
切羽前方のフィッティング	0.311	7.068	0.577
切羽後方のフィッティング	0.391	3.408	0.918
数値解析の設定値	0.300	3.500*	—

※トンネル掘削半径を $r=5.0$ m として計算した。

不均一性等によってバラツキが大きくなっていると考えられる。一方、切羽後方は全断面掘削による早期閉合の効果によって、地山の安定性が向上し、計測値のバラツキも小さくなっていると考えられる。

図-7において、前述した M.Panet⁶⁾の式(1)でフィッティングを試みた。推定パラメータは先行解放率に相当する c_0 と変位収束の挙動に関する係数 $0.7r$ (r : トンネル半径 (=5 m)) の2つとした。その結果を表-2に示す。同表より、切羽前方の相関係数がやや低いものの、数値解析での設定値におおむね近い値となった。

当該現場では、上半切羽後方5 mでインバート閉合しているが、この近似曲線によると、断面閉合後に発生する地表面沈下は全体の約14%、上半切羽10 m (=1D) 通過後では全体の約3%との結果になった。一般に、変位の収束は切羽後方2D程度と言われていることを考えると、早期閉合の効果によって、変位収束性が向上していると評価できる。

4-4 II期線トンネルのB計測結果

II期線トンネルのB計測工はNo.0+90(校舎手前)とNo.1+70(グラウンド下)の2断面で実施した。両断面におけるトンネルの純離隔はそれぞれ3.0 mと6.5 m、トンネル天端の高低差はそれぞれ0.6 mと2.9 m (II期線の方が高い) である。II期線トンネルの土被りは両断面ともに約13.5 mである。

両断面のB計測結果を図-8~13に示す。図中の計測時期は、下半掘削時、インバート閉合時および変位収束時の3点とした。これは、図-3中のB-B、C-CおよびD-Dにそれぞれ対応している。

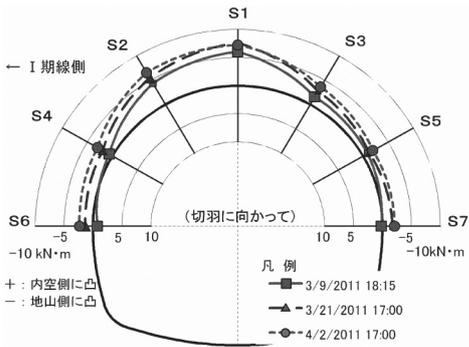


図-8 鋼製支保工の曲げモーメント (No.0 + 90)

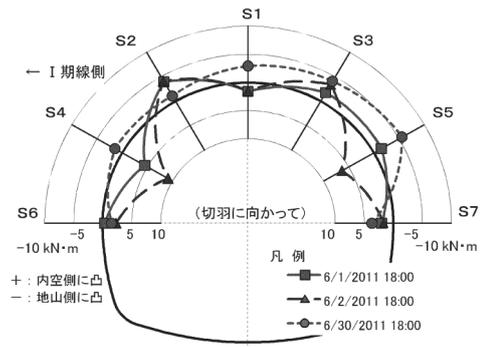


図-11 鋼製支保工の曲げモーメント (No.1 + 70)

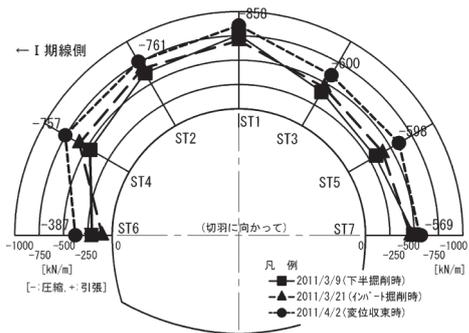


図-9 吹付けと鋼製支保工の軸力の合計 (No.0 + 90)

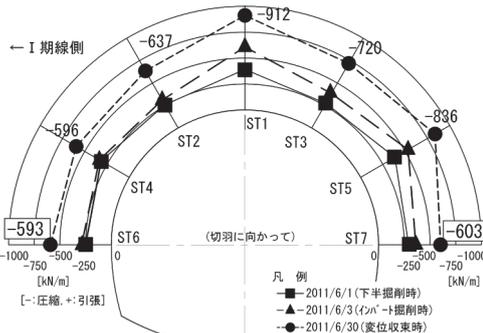


図-12 吹付けと鋼製支保工の軸力の合計 (No.1 + 70)

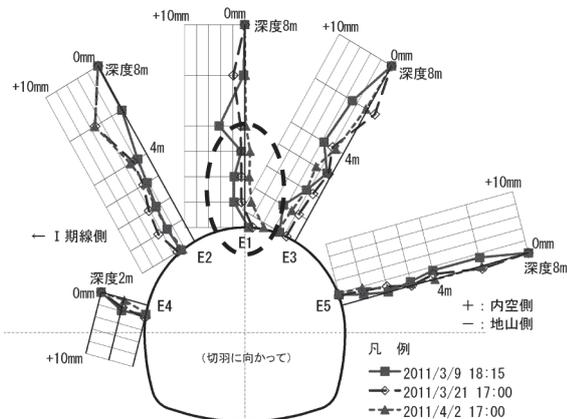


図-10 地中変位計測結果 (No.0 + 90)

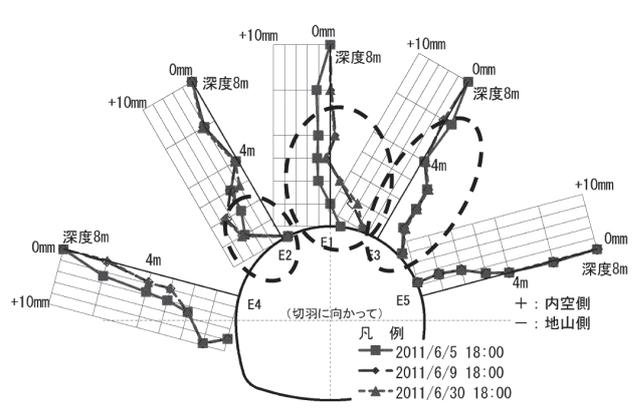


図-13 地中変位計測結果 (No.1 + 70)

(1) No.0+90 の B 計測結果

図-8の鋼製支保工の曲げモーメントは、上半全体が弱い外曲げとなっており、天端と左肩部は特に外曲げが集中している。一方、前述した事前解析の結果では、天端に若干の内曲げが発生し、肩部は外曲げを示していた。計測結果と比較すると、曲げモーメントの方向が逆転している箇所もあったが、その差は10 kN・m/m以下と小さかった。吹付けコンクリートと鋼製支保工の軸力の合計を、図-9に示す。天端、左肩および左側壁の軸力は、計測結果の方が解析結果よりも最大で約50%も大きい結果となった。曲げモーメントの方向から考えると、ピラー部からの側方土圧により、II期線が縦長変形となって、天端に外曲げと軸力が集中したと考えられる。図-

10の地中変位計においても、掘削進行に伴って、徐々に天端測点(E1:破線部)が地山側へ変位し、縦方向へ伸長していることがわかる。

(2) No.1+70 の B 計測結果

図-11より、断面閉合するまでは側方土圧を受けている傾向があるが、閉合後は右肩方向に伸長する傾向がある。これは、I期線側であるII期線の左肩方向からの偏圧の影響であると考えられる。このため、図-12の軸力図では、天端から右肩部にかけての軸力が大きくなっている。図-13の地中変位計でも天端E1と左右肩部E2、E3(図中の破線部)が地山側へ変位している結果となった。特に、右肩部E3の地山側への変位が大きい傾向にある。

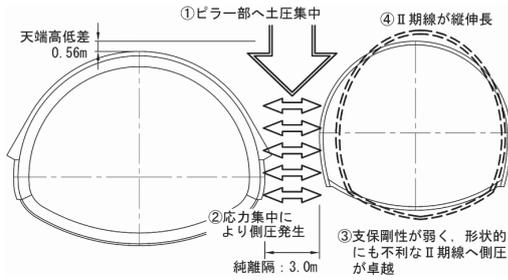


図-14 No.0+90 (解析断面) での変形形態の推定

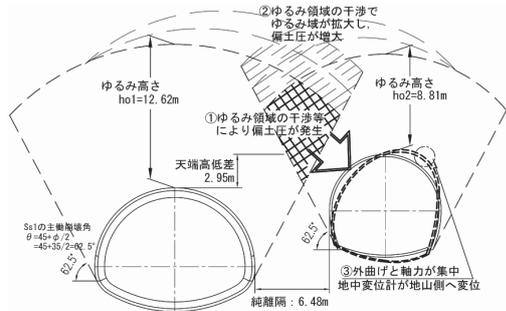


図-15 No.1+70 での変形形態の推定

§5. 双設トンネルの変形形態の整理

一般に、近接した双設トンネルでは、ピラー部の地山に応力集中が発生することが知られている。当該トンネルにおいても数値解析でピラー部の地山が塑性化することが確認され、実施工でもピラー側からの側圧が作用していると推察される。しかし、前述した2つのB計測断面では、計測結果に明確な差異があった。その一因として、トンネルの純離隔、高低差の変化が考えられる。

すなわち、純離隔と高低差が共に小さいNo.0+90の場合では、ピラー部に応力集中が発生して側圧が大きくなり、以下の理由によって、II期線トンネルに側圧の影響が顕著に表れたと考えられる(図-14参照)。

- ① 覆工打設済みのI期線よりもII期線の方が支保剛性が小さい。
- ② II期線の方がI期線よりも比較的縦長形状であるため、側方荷重による変形が大きくなる。
- ③ 早期閉合による支保部材のリング効果によって、側方荷重を縦方向へ伝達しやすい。

ただし、この側圧によってトンネルの沈下や変形量が小さくなったことが、地表面沈下を小さく抑制できた一因とも考えられる。

一方、No.0+90よりも純離隔と高低差が共に大きいNo.1+70の場合では、断面閉合後に左肩部からの偏土圧が卓越し、右肩方向への伸長と当該部に断面力が集中したと考えられる(図-15参照)。この原因として、I期線とII期線のゆるみ域が干渉したことが考えられる。前記した図-12のSL部の軸力から、ゆるみ荷重相当のII期線のゆるみ高さho2を式(2)のように、また、その値とトンネル幅比からI期線のゆるみ高さho1を式(3)のように計算したところ、両者のゆるみ域が図-15のように

干渉する結果となった。この干渉によって、左肩部からの偏土圧が卓越したと考えられる。

$$ho2 = (Nst6 + Nst7) / (B2 \times \gamma) = (603 + 593) / (9.7 \times 14) = 8.81 \text{ m} \quad - (2)$$

$$ho1 = ho2 \times B1 / B2 = 8.81 \times 13.9 / 9.7 = 12.62 \text{ m} \quad - (3)$$

ここで、ho1, ho2 : I・II期線トンネルのゆるみ高さ(m)

Nst6, Nst7 : 図-12中のSL部の軸力

$$= 593, 603 \text{ kN/m}$$

γ : 地山の平均単位体積重量 (= 14 kN/m³)

B1, B2 : I・II期線トンネル幅 (= 13.9 m, 9.7 m)

§6. まとめ

当該工事では、土砂地山における地上構造物に近接した双設トンネルという過酷な現場条件下で、適切な掘削工法と補助工法を採用し、多様な計測管理を併用することによって、安全で合理的かつ経済的な設計・施工を行うことができた。その中でも、全断面掘削・早期閉合による掘削工法の変位抑制効果は大きかったと評価できる。

双設トンネルにおける本施工法の設計・施工に際しては、I期線とII期線の支保(覆工)剛性と耐力の評価やピラー部からの側圧の評価が要点になる。そして、この側圧を有効に活用することができれば、地表面沈下の抑制効果やII期線トンネルの支保工を軸力卓越型にするなどの効果が期待できる。しかしながら、その評価を誤ると大規模な変状に繋がる危険性も同時に合わせ持っている。今後は、その信頼性向上のために、数値解析による予測精度の向上と、施工実績の積み重ねによるさらなるデータ分析が必要であると考えられる。

参考文献

- 1) 例えば、日本道路協会：道路トンネル技術基準(構造編)・同解説, pp. 88-89, 丸善(株), 2003.
- 2) 寺山徹, 津野和宏, 石黒順一, 守山和郎：横浜市道岸谷生麦線トンネル建設に伴う生麦中学校校舎アンダーピニング工事の設計・施工概要, 基礎工, Vol. 35-No. 5, pp. 60-64, 2007. 5.
- 3) 津野和宏：全断面早期閉合による都市部山岳工法トンネル安定対策, トンネル工学報告集, 第17巻, pp. 43-49, 2007. 11.
- 4) Cundall, P.A. and Board M.: A Microcomputer Program for Modeling Large-Strain Plasticity Programs, Proc. of the 6th International Conference on Numerical Methods in Geo-mechanics, 1988.
- 5) 首都高速道路株神奈川建設局：岸谷生麦線トンネルの設計施工に関する小委員会報告書(案), 平成19年6月.
- 6) M.Panet: Time-dependent deformation in underground works, Proceedings International Congress on Rock Mechanics 4th 790902 Vol. 3, pp. 279-289, 1979.
- 7) 桜井春輔, 足立紀尚：都市トンネルにおけるNATM, 鹿島出版会, p. 35, 1988. 12.