

土被りの薄い未固結地山におけるトンネル掘削時の地山挙動

STUDY OF GROUND BEHAVIOR DURING EXCAVATION OF THIN OVERBURDEN
TUNNEL IN UNCONSOLIDATED GROUND

横山 章*・高瀬昭雄**

By Akira YOKOYAMA and Akio TAKASE

This paper discusses the ground behavior during excavation of thin overburden tunnel in unconsolidated ground with the results of field measurements and numerical analysis.

Horinouchi and Tokko tunnel on the Narita Shinkansen Line provide the data for this paper. These tunnels were constructed in the diluvial sedimentary soil layer of very poor quality at the depth of 4~11 m from the ground surface.

In this study, the mechanism of ground settlement, the condition of ground arch formation and the estimation of the amount of settlement of surface at each stage of excavation were obtained with looking upon the surrounding ground as macroscopic elastic body.

This paper will be the usefull guide for designing and monitoring the similar tunnels.

1. 緒 言

従来土被りの薄い未固結地山を対象としたトンネル掘削には、主として開削あるいはシールド工法等の都市トンネル工法が用いられてきた。しかし経済性や工事中の公害防止等からみて、NATMによる山岳工法の適用が有利であり、そのためには周辺地山に及ぼす掘削の影響を的確に把握して、安全な掘削方法を確立することが必要である。

トンネル掘削時の地山挙動に関する理論的研究は、降下床を用いた模型実験^{1),2)}のほか、近年では弾性理論解析によって地表面沈下量を予測する研究も行われている³⁾。しかし、われわれの最終的な目的であるトンネルの安全かつ合理的な掘削方法の確立には、これら理論的研究と並行して現場実測に基づく解析・研究^{4)~6)}を進めることがきわめて重要である。本研究は、計測結果の綿密なる検討および数値解析による検証によって、土被りの薄い未固結地山のNATMによる掘削時の挙動を明らかにすることにより、今後増加するであろう同種条件下

でのトンネルの設計・施工上の指標を得ようとするものである。

本論文は、計測結果に関して4.で弾性解析値との比較によりトンネルが地山を巨視的には弾性状態に保って掘削できたことを確認し、5.では沈下のメカニズムを明らかにした。6.では土砂地山でのグランドアーチ形成について計測結果および逆解析結果を用いた数値解析により検討した。7.では地表面沈下を抑制する手段の検討のために各掘削段階における沈下量を明らかにした。

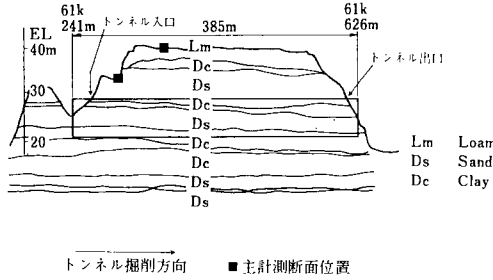
2. 地質状況とトンネルの設計・施工

(1) 地質状況

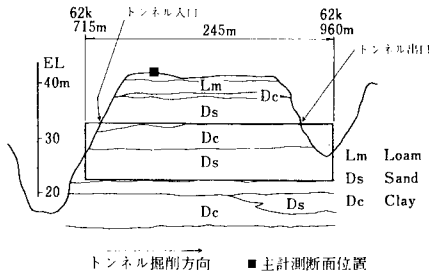
研究の対象としたのは、千葉県成田市に位置する新幹線断面の堀之内トンネル、取香トンネルである。ここは標高40 m前後の洪積台地で、表層の関東ローム層の下に、細砂〜シルトを中心とする成田層とよばれる洪積層が水平に堆積している。図-1、図-2に地質縦断面を、表-1、表-2に代表的な地山物性値を示す。両トンネルともクラウン上方には飽和した砂層が堆積しており、これは均等係数も3前後と小さいため、湧水により流砂現象を起こしやすい状態にあった。地形は土被り約1 D以下(D=10.7 m、トンネル上半掘削径)であり、トンネル入口および出口部は傾斜している。

* 正会員 日本鉄道建設公団理事
(〒100 千代田区永田町2-14-2)

** 正会員 工修 日本鉄道建設公団盛岡支社
(〒020 盛岡市大通1-1-16)



図一1 堀之内トンネル地質縦断面図



図一2 取香トンネル地質縦断面図

(2) 設計・施工

図一3に標準設計断面を示す。取香トンネルでは当初の標準設計パターンのまま施工できたが、地質、地形条件が悪く、切羽からの湧水も6~7 l/分と多かった堀之内トンネルでは、トンネル入口部の薬液注入のほか10~14本の先打ちロックボルトの打設等の補助工法を行った。向トンネルとも2段ベンチカット工法とし、掘削後はただちに吹付コンクリートを実施した。堀之内トンネルの地質不良箇所は、上半リング部を5~12に分割して掘削した。

3. 現場計測

計測は、トンネル縦断方向に5~10m間隔で地表面沈下を、20m間隔で中空変位を測定したほか、図一4に示す主計測断面を堀之内トンネル2か所、取香トンネル1か所設置した(図一1、図一2参照)。さらに堀之内トンネル出口部においては、切羽前方地山の挙動を連続的かつ経時的に把握することを目的として、クラウン直上2.0mに設置した、長さ60mの水平ボーリン孔を利用して傾斜計による地中変位測定を行うとともに、地表からトンネルセンター上にエクステンソメータを5m間隔で設置した。

4. 計測結果と弾性解析値の比較

未固結で強度の低い地山に大断面のトンネルを掘削する場合、大きな塑性変形を許すことは危険であるので、地山をできる限り弾性状態に保ったまま掘削できるよう

表一1 堀之内トンネル地山物性値

(61k 363.3m, 457.5m, 517.0mの測定値の平均値)

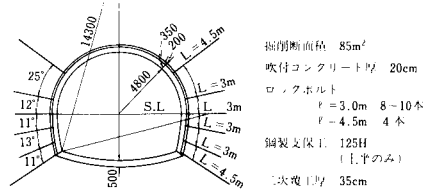
試料採取位置	土質分類	圧縮強度 kgf/cm ²	軸圧縮比 kgf/cm ²	E _s (割線弾性係数) kgf/cm ²	E _s (割線弾性係数) kgf/cm ²	粘着力 kgf/cm ²	内部摩擦角 degree	開けき比	含水比 %	飽和度 %	N値
-6.00m ~10.00m	中細砂	0.39	51	62.4 ~79.7	0.11	36.6	0.82	26.6	85.7	22	
-10.00m ~13.00m	砂質シルト	0.37	11.5	49.3 ~101.0	0.24	35.4	0.79	27.0	90.5	17	
-13.00m ~17.00m	細中砂	0.73	46.2	70.9 ~116.0	0.36	35.1	1.05	37.7	93.5	32	
-17.00m ~21.00m	シルト質細砂	3.87	486.6	109.5 ~127.8	1.25	36.5	1.07	38.4	96.5	24	
-21.00m 以下	シルト質細砂	5.23	540.5	101.0 ~220.7	1.54	38.6	0.90	33.2	97.6	45	

注1) E_s: 割線弾性係数

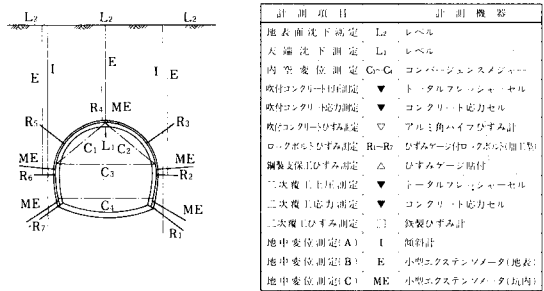
注2) 試料採取は乱さない試料の採取方法として、トリプルチューブサンプラーを用いた

表一2 取香トンネル地山物性値 (62k 780mの測定値)

試料採取位置	土質分類	圧縮強度 kgf/cm ²	軸圧縮比 kgf/cm ²	E _s (割線弾性係数) kgf/cm ²	E _s (割線弾性係数) kgf/cm ²	粘着力 kgf/cm ²	内部摩擦角 degree	開けき比	含水比 %	飽和度 %	N値
-3.70m ~4.90m	粘土	1.97	96.1	350.1	0.43	16.2	1.32	51.7	98.8	3	
-6.50m ~7.40m	粘土混り細砂	0.14	18.9	296.3	0.10	37.0	0.83	19.7	77.1	22	
-10.00m ~11.00m	砂質シルト	0.89	43.7	282.9	0.26	29.0	1.24	43.2	97.8	15	
-15.50m ~16.40m	シルト質細砂	0.99	34.8	344.6	0.55	32.0	0.90	26.7	84.0	30	
21.50m ~23.00m	シルト質細砂	1.35	58.0	649.8	0.20	37.0	1.12	34.1	97.4	27	



図一3 設計断面



図一4 主計測断面計測器設置状況

に工法を選定し、厳重な施工管理を行わねばならない。本章では、計測値と弾性解析値との対比により、このトンネルが巨視的に地山を弾性状態に保って掘削できたことを示す。

(1) 地表面沈下曲線

図一5は、トンネル掘削による地表面沈下量の経時変

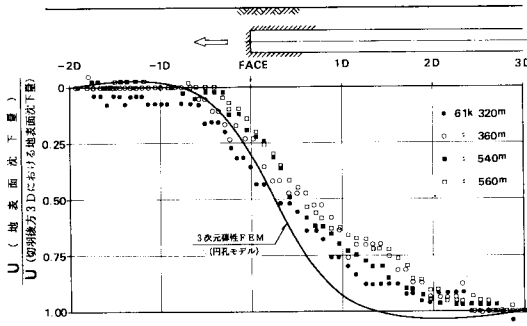


図-5 上半切羽の進行に伴う地表面沈下

化を $L/D=3$ (L は計測点と上半切羽の離れ, 切羽通過後を正とする) の時点における沈下量との比で示している。図中の曲線は, 土被りが $1D$ の円形トンネルの 3次元弾性 FEM 解析値 (以後 3次元解析と称する) である。上半切羽が到達するまでは, 計測値と計算値は比較的良好に一致している。弾性体における 3次元解析では先行隆起の生じることが計算されているが, 実測値においてもこの現象がみられる。上半切羽通過後, 計測値の方がやや遅れる傾向にあるが, これは解析値がトンネル全断面を一挙に掘削されたとして計算されているのに対して, 実際の施工は 2段のベンチカットで掘削されていることによる影響と考えられる。このように地表面沈下の実測値と解析値は比較的良好に一致しており, 沈下曲線も緩やかなことから, 地山は巨視的には弾性に近い状態を保って掘削されたと推定される。

(2) 地表面沈下速度

図-6 は, 掘削に伴う地表面沈下速度の経時変化を示している。沈下速度は無次元化量 $(\Delta U/U_{max})/(\Delta D/D)$ で表示した。ここに ΔU は上半切羽が ΔD だけ前進する間に増加する地表面沈下の増加分であり, U_{max} は最大地表面沈下量, D はトンネル上半掘削径である。実測された沈下速度は, $L/D=-0.5$ 付近から急激に上昇し, $L/D=0.1\sim 0.3$ 付近で最大値が発生する。下半掘削時に再度上昇しているが, 全体的には 3次元解析で得られた結果と一致した傾向を示している。

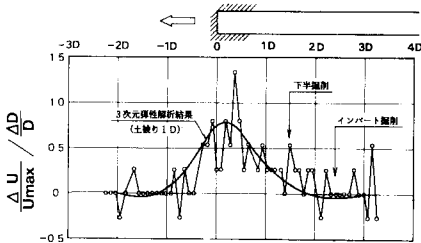


図-6 切羽の進行に伴う地表面沈下速度 (61 k 540 m)

(3) 地表面沈下量と天端沈下量の比

図-7 は, 地表面沈下量とトンネル天端沈下量の比を示したものである。天端沈下量はトンネルが掘削されてから測定できるものであるため, 地表面沈下量は天端沈下測定開始までの沈下量を差し引いて経時的補正を行っている。地表面沈下と天端沈下とは経時的に同一の傾向を示しており, 大きな不連続はみられない。計測値が計算値を上回っているのは, 計算では天端沈下と地表面沈下が同時に生じるとしているが, 実際には地表面沈下はかなり遅れて生じるので, 前述の経時的補正が十分でなかったためであろう。

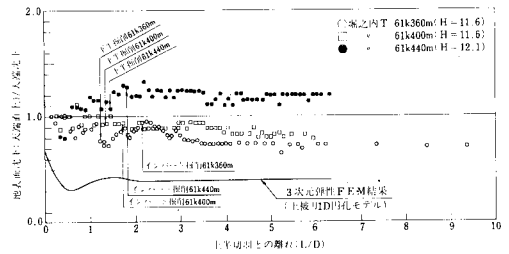


図-7 天端沈下と地表面沈下の比 (堀之内 T, 土被り: 11.6~12.1 m, 平坦地)

(4) 最大地表面沈下量

図-8 は, 堀之内トンネルにおける最大地表面沈下量と土被りの関係を示している。地表面沈下量は, 一般化するために無次元化量 α を用いて表わしている。

$$\alpha = EU_{max} / \gamma_t (D/2)^2 \dots \dots \dots (1)$$

ここで,

E : 地山の变形係数 (tf/m^2)

U_{max} : 最大地表面沈下量 (m)

γ_t : 単位体積重量 (tf/m^3)

D : トンネル上半掘削径 (m)

また木山ら³⁾が解析した自重を考慮した 2次元弾性理

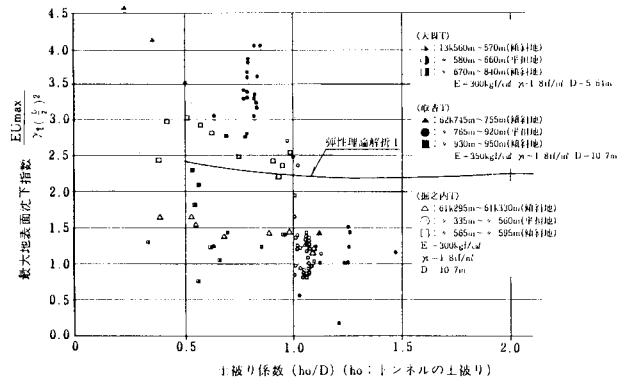


図-8 最大地表面沈下量と土被り高との関係

論解析値を実線で示した。計測値はかなりばらついているが、よくみると同一トンネルの同一箇所近傍の α は、土被り係数について弾性理論解析と似た傾向を示している。地山状態の悪化していた堀之内トンネル出口部 61 k 565 m～595 m に他の箇所と同じ変形係数を適用したので、この箇所の α は大きくでている。なお図中には、掘削径の影響を比較するため、ほぼ同一地質状態である茨城県見和層において掘削された、 $D=5.6$ m (単線トンネル) の大貫トンネル⁷⁾における地表面沈下量も示してある。大貫トンネルにおいても $\alpha=0.5\sim 2.0$ と堀之内トンネル入口部、平坦部とほぼ同じ値であり、 α に与える掘削径の影響は小さい。

5. 地表面および地中の沈下のメカニズム

図-9 に示す模式図に従って、トンネル掘削に伴う地表面および地中の沈下のメカニズムを明らかにする。

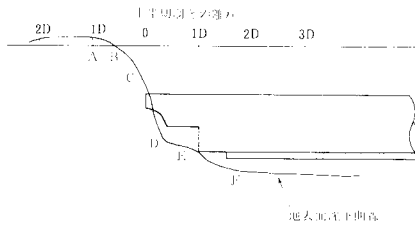


図-9 地表面沈下のメカニズム (模式図)

(1) 上半切羽位置 $L/D=-1.0$ 時点

トンネルの掘削が進んで上半切羽が計測地点の手前 $2D\sim 1D$ まで近づくと、地表および地中に隆起現象が生じる。この先行隆起は比較的地質のよい箇所に現われ、地表面より地中の方が隆起量が大きい。後述のようにトンネル上方の地山を縦断的に1つの梁と考えると、この先行隆起はあたかも梁の固定端のような動きとみることができる。

(2) 上半切羽位置 $L/D=-0.5$ 時点

切羽がさらに接近して $L/D=-0.5$ を過ぎる頃から、地表面は沈下に転じる。図-10 にみられるように、まず地表面が沈下し、やや遅れて地中の沈下が始まっており、従来いわれていた“まずトンネル直上の地山が沈下し、これが次第に地表面に及ぶ”²⁾とは異なったメカニズムを示している。これはトンネル上方の地山が一体となって梁を形成し、これが既掘削部に引き込まれるような状態になるためと考えられる。図-11 および図-12 は、地中各点と地表面の相対変位の経時変化を示しているが、 $L/D=-0.5\sim 0$ の間は、トンネル上方の地山は一時的に圧縮される。

(3) 上半切羽位置 $L/D=-0.2$ 時点

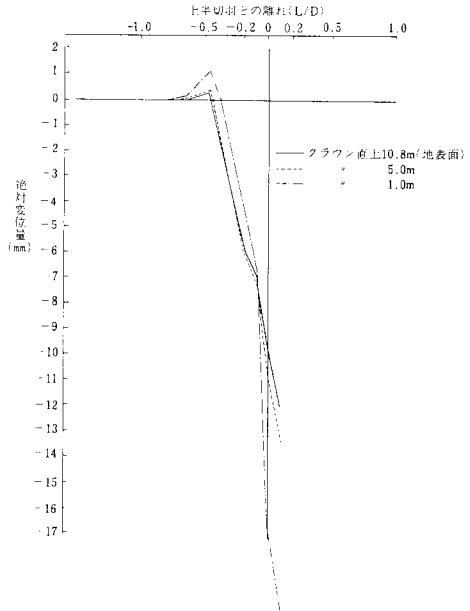


図-10 地表面および地山内の絶対変位 (上半切羽通過時の拡大図) (堀之内 T, 61 k 547.5 m, 土被り: 10.8 m)

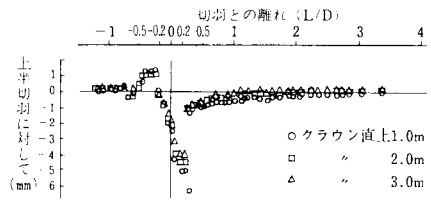


図-11 地中各点の地表面との相対変位 (堀之内 T, 61 k 300 m, 土被り: 4.2 m)

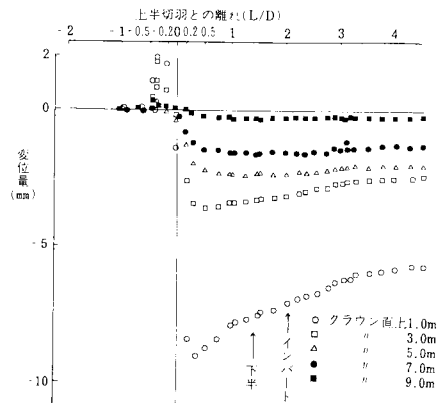


図-12 地中各点の地表面との相対変位 (堀之内 T, 61 k 547.5 m, 土被り: 10.8 m)

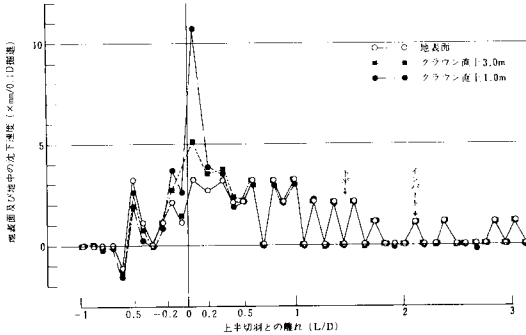


図-13 地表面および地中の沈下速度
(掘之内 T, 61 k 547.5 m)

上半切羽が $L/D = -0.2$ 付近に達すると、図-10に示すように地表面および地中はともに急激な沈下を開始する。これ以後の沈下量・沈下速度は地中の方が大きくなり、地表面との間には相対変位を生じる。図-13にみられるように最大の沈下速度を示すのは $L/D = 0.1$ 地点であり、地表面と地中の相対変位が最大となるのは、図-11、図-12にみられるように $L/D = 0.2 \sim 0.5$ の間である。

(4) 上半切羽位置 $L/D = 0.2$ 時点

切羽が $L/D = 0.2$ 付近に到達以後、地中と地表面の沈下速度の差は小さくなり、(3)の段階で生じた相対変位は減少に向かう。図-11にみられるように土被り 4.2 m の地点では $L/D = 0.2$ 付近で生じた相対変位は急激に減少し、 $L/D = 1.0$ 付近で完全に消滅している。これに対して図-12にみられるように土被り 10.8 m の地点では、若干の相対変位の減少は生じているものの、土被りの小さい場合のように消滅することなく、クラウン上方 1.0 m の地点では、 $L/D = 4$ の時点でも約 5 mm の相対変位が残っている。

(5) 上半切羽 $L/D = 1.0$ 時点

上半切羽が $L/D = 1.0$ 程度離れると地表面・地中の沈下は、下半掘削・インバート掘削の影響により多少の増加を生じるが、収束に向かう。

(6) インバートコンクリート打設後

インバートコンクリートの打設により、沈下は急速に終息して以後一定となる。

6. グランドアーチの形成条件

NATM の基本概念の中にたびたび出てくるグランドアーチに関して、その形成条件となる土被りとの関係を明らかにすることにより、今後の同種地山でのトンネル掘削における施工管理上の指標が得られる。ここでは計測結果よりグランドアーチの形成条件を推測し、これを逆解析結果を用いた数値解析により検証する。

(1) グランドアーチの考え方

従来グランドアーチに関する研究は、特に土被りの厚い岩盤中にトンネルを掘削した場合、トンネル上部の地山がすべて荷重として作用していないことから始められた。すなわちトンネル掘削によって Kommerell らのいうアーチ状のゆるみ領域が形成され、この領域内の土塊のみが荷重として作用すると考えられた。つまりこのゆるみ領域の外側にグランドアーチが形成されるとしている。しかし土砂地山のトンネル掘削においては、周辺地山にいわゆる“ゆるみ”を発生させることなく施工しなければならない、したがって少なくとも土砂地山においては、グランドアーチはトンネルに接してリング状に存在し、トンネルの変形に追随して一体となって挙動すると考えた。このリングが外力に抵抗するのであるから、掘削に伴ってリング内では接線方向応力が増大し、半径方向応力が減少すると考えられる。

以上の考え方をもとにして、計測結果および数値解析結果より、土砂地山におけるグランドアーチ形成条件を考察する。

(2) 計測結果による考察

a) 土被りと地表面沈下量 土被りがある程度以上あればトンネル掘削によって地山内にグランドアーチが形成され、地表面沈下量が土被りの増大とともに減少する

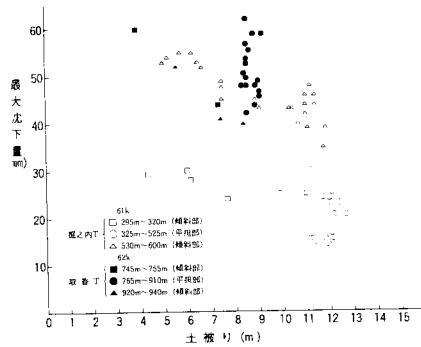


図-14 土被りと最大地表面沈下量の関係

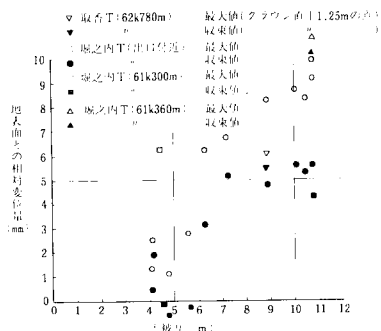
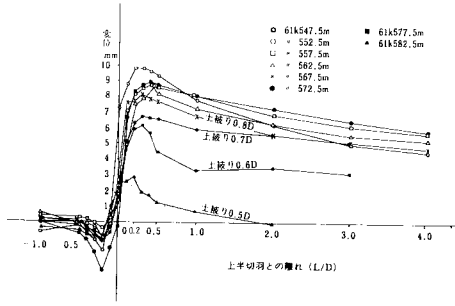


図-15 クラウン直上 1.0 m の点における地表面との相対変位

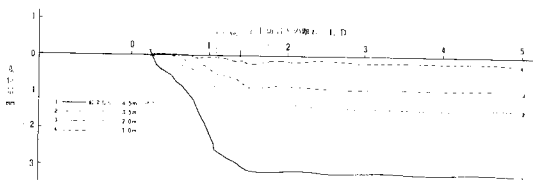


図一16 地表面とクラウン1m上りの相対変位 (堀之内トンネル出口部)

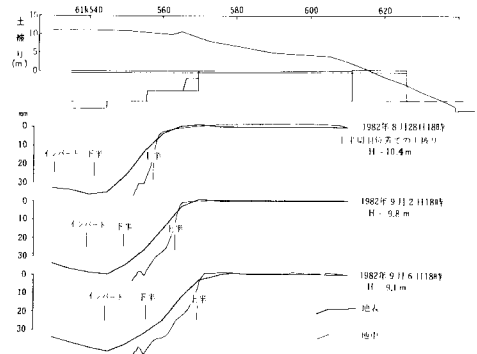
ことが報告されている²⁾。図一14は、堀之内トンネルと取香トンネルにおける土被りと地表面沈下量の関係を表わしている。地表面沈下量は土被りのほか、地質条件・施工方法・支保条件等の影響を受けるためかなりの変動範囲をもって分布しているが、土被りの増大とともに地表面沈下量が減少していることがわかる。堀之内トンネル入口部(61k295m~320m)は地盤注入を行ったので沈下量が少ない。

b) 地表面と地中の沈下量の差 5.でも述べたように、上半切羽通過後地表面と地中の間に生じた相対変位は、土被りによって急速に消滅するものと一定の変位量が残留するものとに分けられる。図一15に土被りと相対変位の関係を示す。発生した相対変位が残留するのは土被り約0.5D(6~7m)以上であることがわかる。また図一16は、地表面とクラウン直上1.0mの地点の相対変位の経時変化を表わしている。この図からも土被りが0.6D以上の場合は相対変位が残っているのがわかる。また、相対変位の発生がグランドアーチ形成の1つの条件と考えれば、図よりグランドアーチは切羽が0.5D通過するまでの間に形成されるといえるであろう。

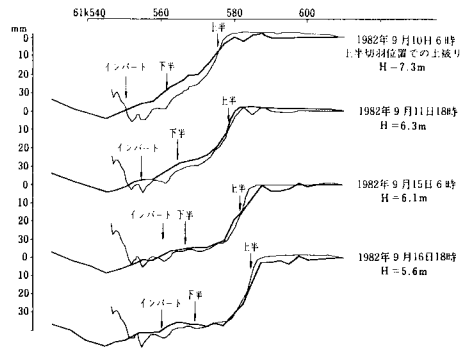
c) 水平方向の地中相対変位 図一17はスプリング付近に坑内から設置されたエクステンソメーターによって求めた水平方向の地中各点の相対変位を、最深部を不動点として表わしている。図は土被り4.2mの地点での測定値であるが、水平方向の相対変位は土被りの浅い地点でも減少することなく持続している。



図一17 坑内からのエクステンソメーター計測値 (最深部を不動点とした場合) (堀之内T, 61k300m) (ME4トンネル左側, 土被り:6.0m)



図一18 トンネル掘進に伴う地表面とクラウン部の縦断変位曲線(1)



図一19 トンネル掘進に伴う地表面とクラウン部の縦断変位曲線(2)

d) 地表面と地中の沈下曲線 図一18, 図一19は地表面沈下の縦断分布と、水平傾斜計によって測定されたトンネル天端直上の2.0mの点の地中沈下縦断分布の関係を示している。土被り約5mまでは地表と地中はほぼ同じ沈下分布を示しているが、土被り6m程度以上では、グランドアーチ効果によって地表面沈下が小さくなり、沈下曲線に開きが生じている。

(3) 数値解析による検証

数値解析においては、地質条件等の入力条件によって解析結果が大きく左右されるので、ここでは実際の地山状態を解析に反映させるために、計測値に基づく逆解析結果を用いて数値解析を行った。

a) 解析方法 解析のフローを図一20に示す。解析方法の概略は以下のとおりである。

- 仮定1—地山は線形弾性体と仮定した。
- 仮定2—3次元の挙動を2次元平面ひずみ仮定の有限要素法によって表現するため、掘削解放力の解放率を決めた。すなわち掘削後支保効果が発現する時点を上半切羽が1.0m通過したときとし、その時点の天端沈下量が3次元解析によれば全沈下量の50%であることが

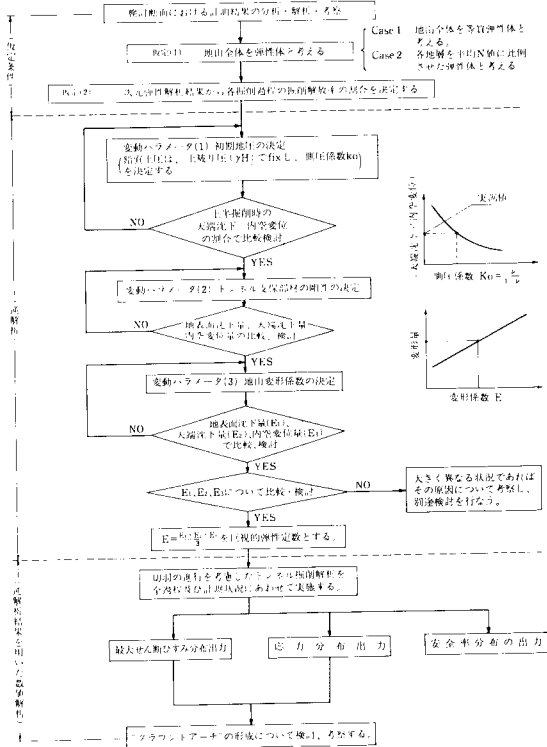


図-20 解析のフロー

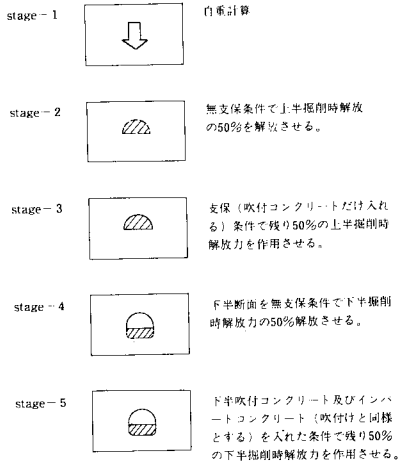


図-21 解析順序

ら、解析上の掘削解放力の割合 50% とした。これに基づく解析順序を図-21 に示す。

解析断面は、堀之内トンネル 61 k 360 m (土被り 11.6 m = 約 1 D)、61 k 580 m (土被り 6.5 m = 約 0.5 D) の 2 か所とした。解析は地山全体を等質弾性体と仮定した場合と、各地層の変形係数を N 値に比例させた場合の 2 ケースを行ったが、本論文では紙面の関係上“地層均

表-3 比較検討した計測結果

	切羽位置	切羽位置			
		① 天端沈下	② 上半断面変位	③ 変形係数	④ 地表面沈下
上半支保設置時 (stage 2)	61k 364.5m	3	0	---	9
下半掘削時 (stage 4)	61k 374.5m	11	7.11	---	13
増分変位		8	7.11	1.125	4

a. 堀之内トンネル 61k360m

	切羽位置	切羽位置			
		① 天端沈下	② 上半断面変位	③ 変形係数	④ 地表面沈下
上半支保設置時 (stage 2)	61k 585.5m	9	0	---	33
下半掘削時 (stage 4)	61k 595.5m	22	4.07	---	49
増分変位		13	4.07	3.19	16

b. 堀之内トンネル 61k580m

表-4 変形量の比較 (地層均一条件)

	天端沈下 (mm)	地表面沈下 (mm)		内空変位 (mm)					
		① 実測値	② 解析値	① 実測値	② 解析値	③ 実測値	④ 解析値		
		① 実測値	② 解析値	③ 実測値	④ 解析値	⑤ 実測値	⑥ 解析値		
無支保条件	8	96.74	12.09	4	50.11	12.53	7.11	88.13	12.40
H型鋼なし 吹付E=5,000kgf/cm ²	8	28.90	3.61	4	13.54	3.39	7.11	28.00	3.94
H型鋼なし 吹付E=5,000kgf/cm ²	8	8.48	1.06	4	3.84	0.96	7.11	4.19	0.59
H型鋼有 吹付E=5,000kgf/cm ²	8	7.98	1.00	4	3.64	0.91	7.11	6.40	0.90
H型鋼有 吹付E=50,000kgf/cm ²	8	8.49	1.06	4	3.25	0.81	7.11	2.72	0.38

一条件” についてののみ示す。

b) 逆解析 逆解析によって求めるのは、初期地圧 (側圧係数)、地山の変形係数・支保部材の材料定数であって、数値シミュレーションは内空変位・天端沈下・地表面沈下について変形が最も大きく生じる上半掘削過程について実施した。逆解析は図-20 の解析のフローに従って行い、解析値との比較検討に用いた計測結果は、表-3 の値である。

側圧係数 K_0 は、上半掘削中の天端沈下と内空変位の増分の比について比較を行い、61 k 360 m は $K_0=0.961$ 、61 k 580 m は $K_0=0.667$ が得られた。

支保部材の材料定数については、表-4 に示すように 5 つの条件を天端沈下、地表面沈下、内空変位について、実測値と地山の変形係数を 100 kgf/cm² として入力した解析値との比較を行った。この 61 k 360 m は地質が比較的良好な箇所である実際の地山の変形係数は 300 ~ 500 kgf/cm² と推定されるので表中の②/①が 3~5 となっている条件、すなわち鋼製支保工の剛性は無視、吹付コンクリートの剛性 $E_c=5,000$ kgf/cm² を採用した。

地山の変形係数は、表-4 の②/①の平均値 3.65 をとって 61 k 360 m については $E=100 \times 3.65=360$ kgf/cm² とした。同様の手法で、61 k 580 m については $E=140$ kgf/cm² とした。

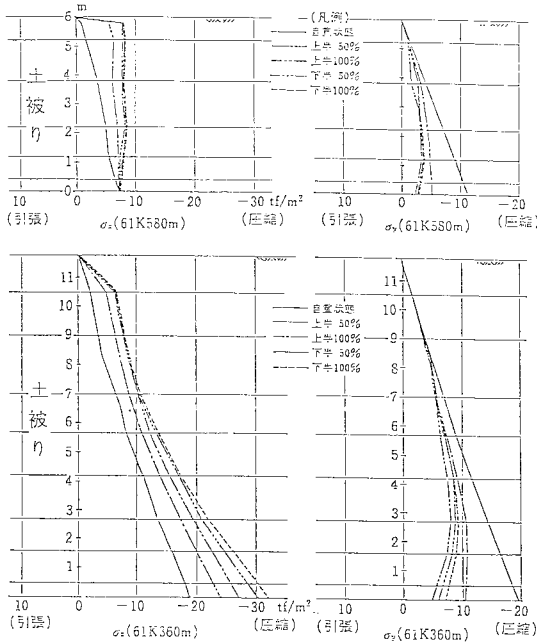


図-22 天端直上応力変化 (地盤変形係数均一条件)

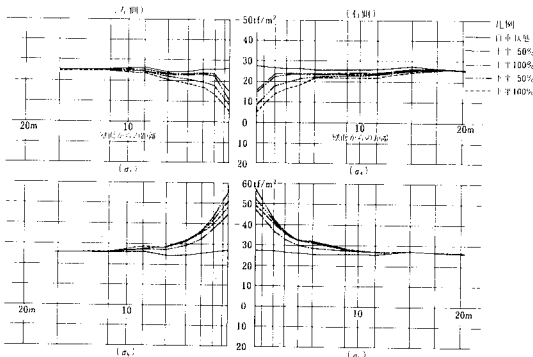


図-23 側壁延長上応力変化 (61k360m 地盤変形係数均一条件)

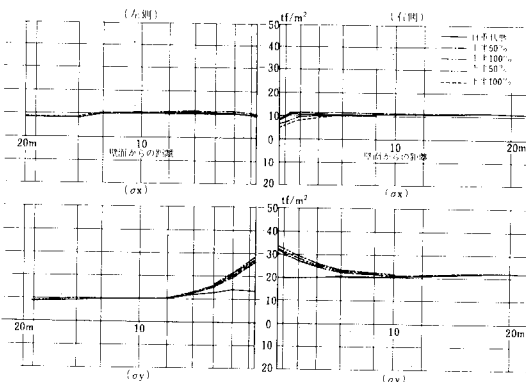


図-24 側壁延長上応力変化 (61k580m 地盤変形係数均一条件)

c) 応力分布 b) で求められた入力条件をもとに、数値解析によって算出した地山内の応力分布を図-22～図-24 に示す。

一天端直上の応力—図-22 から土被り約 1D の 61k360m ではグランドアーチ応力として増加すると考えられる σ_x (水平方向応力) が地表からの深さに比例して増加しており、 σ_y (鉛直方向応力) は壁面より 4m 付近に変曲点をもって減少している。これに対して土被り約 0.5D の 61k580m では、 σ_x 、 σ_y とも地表からほぼ同じ値となっている。

—側壁 (S.L.) 延長上の応力—図-23、図-24 から、土被り約 1D では、グランドアーチ応力として考えられる σ_y は初期地圧の 2 倍程度になっているが、土被り約 0.5D では、 σ_y は初期地圧の 1.5 倍程度である。また σ_x の減少も土被り約 1D に比して約 0.5D では微小である。

以上より土被り約 1D ではグランドアーチは形成されているが、土被り約 0.5D では形成されないことが推測される。

d) 最大せん断ひずみ分布 (1) で述べたグランドアーチの考え方を最大せん断ひずみ分布について適用すれば、“最大せん断ひずみの増加するトンネル周辺のリング状の領域”ということができる。図-25 は数値解析より求められた最大せん断ひずみ分布を示している。

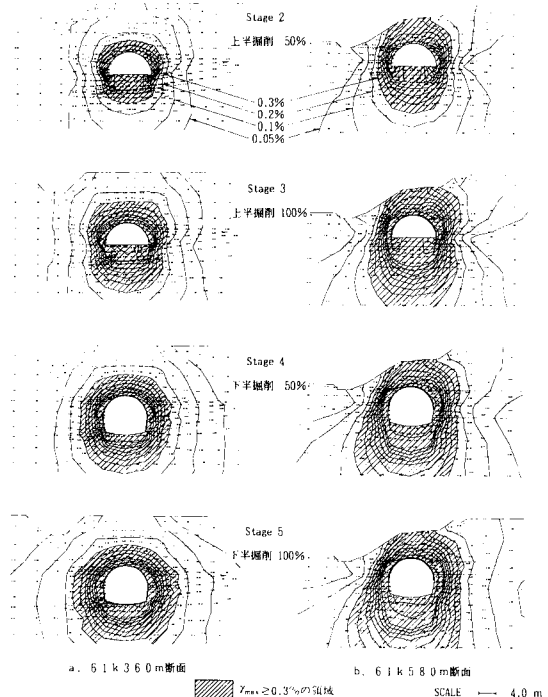


図-25 最大せん断ひずみ分布図 (地盤変形係数均一条件)

ここで三軸圧縮試験の結果から地山が弾性体を保っていると仮定できる最大せん断ひずみ γ_{max} は 0.3% であるので $\gamma_{max} \geq 0.3\%$ の領域に着目すれば、土被り約 $0.5D$ ではこの領域は上半掘削時（掘削解放力 50%）ですでに地表面に及んでおり、リング形状は形成されていない。一方土被り約 $1.0D$ では、上半掘削終了時（掘削解放力 100%）までにリングが形成されており、以後は安定している。以上より土被り $0.5D$ では土被り $1.0D$ の状態に比べて、グラウンドアーチが形成されにくいことがわかる。

(4) 施工管理上の指標

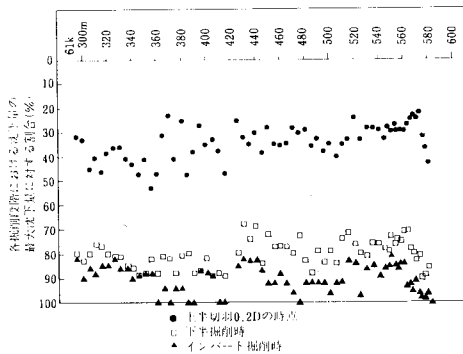
(2), (3) の検討より土被りの薄い未固結地山においては、グラウンドアーチとして挙動する領域はトンネル直上約 $0.5D$ までであり、アーチの形成には少なくとも $0.5D$ より大きな土被りが必要である。よって施工管理へ適用させるための現場計測は、①土被りが $0.5D$ 程度までの場合は、トンネル上方の地山はほぼ一体となって挙動するので、地表面沈下挙動を地山全体の挙動とみなしてもさしつかえない。②土被りが $0.5D$ より大きい場合は、グラウンドアーチが形成されて地表面沈下

は必ずしも地山全体の挙動を現わさないで、地中の変位状況を知ることが望ましい。

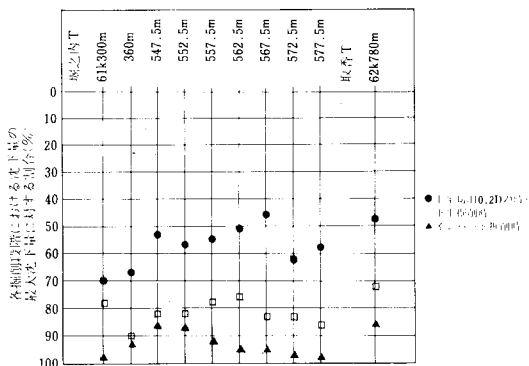
7. 各掘削段階における沈下量

地表面沈下を小さく抑えるために、各掘削段階の沈下量を把握して、その対策を考察する。

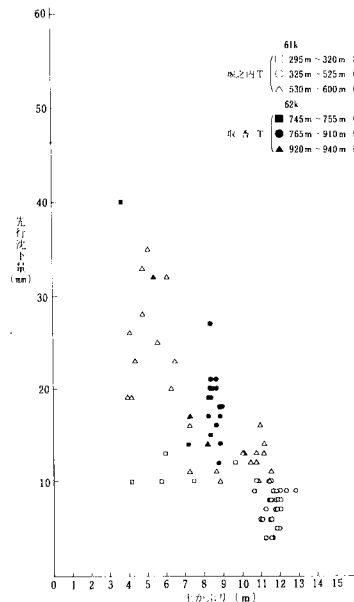
図一26 は各掘削段階における地表面沈下量を表わしている。通常先行沈下という上半切羽到達時の沈下量を称しているが、この切羽到達時点は最も急激な沈下が生じており、計測時点の誤差が測定値に大きく影響する。よってむしろ急激な沈下が終了した、上半切羽が $0.2D$ 離れた時点の沈下量を先行沈下量とする。またこの時点は、吹付コンクリートの強度はまだ発揮されておらず、リングカット工法ではロックボルトの施工はされていない。いわば無支保に近い状態である。よってトンネルに有効な支保が施されるまでの沈下量を先行沈下量としたとしてもよい。また、上半掘削後、下半切羽到達までの沈下量を上半掘削による沈下量とする。図より先行沈下量は全沈下量の 30~40%、上半掘削による沈下量は 40~50% 生じており、上半掘削の影響によってほとんどの沈下が発生していることがわかる。図一27 はクラウン直上 $1.0m$ の地点の各掘削段階における沈下量を表わしている。先行沈下量の占める割合は 50~70% ときわめて大きく、地表面において計測される先行沈下量の割合の約 2 倍近い値を示している。すなわちトンネル掘削の周辺地山への影響は、通常の支保工の効果が発揮



図一26 各掘削段階における地表面沈下の割合（堀之内 T）



図一27 各掘削段階における沈下量（クラウン直上 $1.0m$ の地点）



図一28 土被りと先行沈下量の関係（先行沈下量を、上半切羽 + $0.2D$ 時の沈下量としている）

される前に全体の50~70%発生しており、沈下の抑制にはトンネル掘削に先立って、先打ちロックボルト・地表面からのロックボルト等の切羽前方地山への対策が必要になることがわかる。図-28は地表面の先行沈下量と土被りの関係を表わしている。先行沈下量は土被りの増加に伴い減少することが明らかである。ここで地山条件の悪い堀之内トンネルの先行沈下量が取香トンネルに比べて小さいのは、土被りの影響のほか、堀之内トンネルで施工された先打ちロックボルトの効果と考えられる。

8. 結 言

本研究で得られた結果は以下のとおりである。

(1) 土被りの薄い未固結地山においても、先打ちロックボルト・吹付コンクリートの早期支保によって、巨視的には地山を弾性体に保ったまま掘削可能であることを確認した。

(2) 切羽が $L/D = -0.5$ 付近に近づくと、まず地表面が沈下し、やや遅れて地中が沈下する。 $L/D = -0.2$ 付近より地中の沈下速度の方が大きくなって地表面との間に相対変位が発生し、 $L/D = 0.2 \sim 0.5$ の間で最大となる。この相対変位は、土被り5~6m ($0.5D$)以下の場合には急激に減少して $L/D = 1.0$ 付近で消滅するが、土被りがこれより大きい場合はほとんど減少せず相対変位は残留する。

(3) 変位計測および数値解析より、グラウンドアーチの形成条件を確認した。土被りの薄い未固結地山においてグラウンドアーチとして挙動するのはトンネル直上 $0.5D$ までの範囲であり、アーチの形成には少なくとも $0.5D$ より大きな土被りが必要である。

(4) 施工管理へ反映させるための現場計測は、土被り $0.5D$ 程度までは地表面沈下挙動を地山全体の挙動の代表とみなしてもさしつかえないが、土被りがこれよ

り大きい場合は、地中変位測定を行うことが望ましい。

(5) 通常の支保工が効果を発揮する以前に、地表面は全沈下量の30~40%、地中は50~70%の沈下が発生する。よって地表面沈下を抑制するには、先打ちロックボルト・地表面からのロックボルト等の切羽前方地山への補強が重要である。

最後に、現場計測、資料の整理・計算等に多大のご尽力をいただいた日本鉄道建設公団の木村 宏、大成建設(株)の池田 宏、亀村勝美、平野逸雄の諸氏に厚く御礼申し上げます。

参 考 文 献

- 1) 村山塑郎・松岡 元：粘性土地盤の局部沈下現象について、土木学会論文報告集，第172号，pp.31~41，1969.
- 2) 島田隆夫：土被りの浅い山岳トンネルの地表沈下，土木学会論文報告集，第296号，pp.97~109，1980.
- 3) 木山英郎・藤村 尚：地下浅所トンネル掘削に伴う地表沈下の弾性解析，土質工学会論文報告集，Vol.22，No.3，pp.161~169，1982.
- 4) 横山 章・藤森房司・平野逸雄・亀村勝美：土かぶりの薄いトンネルの掘削における地山挙動について，第15回岩盤力学に関するシンポジウム，pp.86~89，1983.
- 5) Yokoyama, A., Fujimori, F., Hirano, I. and Kamemura, K. : Ground Behavior Measurements During Thin Overburden Soil Tunnel Excavation, Field Measurements in Geomechanics, Theme 5, pp.105~114, 1983.
- 6) Yokoyama, A., Tanimoto, C. and Kimura, K. : Relations Between Settlement of Ground and Deformability Obtained by Borehole Tests in Alluvial Layers, Symposium International Essais en Place (In Situ Testing), Vol.2, pp.593~600, Paris, 1983.
- 7) 吉田福次・杉村昌利・池田 宏：土かぶりの薄い砂地盤を貫く 鹿島線大貫トンネル，トンネルと地下，Vol.11，No.10，pp.25~34，1980.

(1984.2.6・受付)