

# トンネル施工時の地山挙動と安定性評価に関する一例

山下幸夫 藤原紀夫

## An Example of Ground Behavior and Estimation of Stability during Tunnel Excavation

Yukio Yamashita Toshio Fujiwara

### Abstract

A tunnel of very flat and large cross section was constructed in soft ground having thin overburden. This paper describes the characteristics of deformational behavior around the tunnel in case of different overburden, and an example for stability estimations using back analysis.

The results of the considerations were as follows: (1) There is strong influence of overburden on deformational behavior of ground. Particularly, in case of ratio of overburden to tunnel diameter  $Z/D$  less than 0.6, large abrupt settlement of the ground surface occurs. (2) A ground arch is formed in the ground around a tunnel of  $Z/D$  0.8 to 1.2. (3) A method of stability estimation using back analysis is very effective for catching the ground behavior, and it can be useful in construction management.

### 概要

土被りの薄い未固結地山を対象として、扁平な大断面トンネルが施工された。ここでは施工中に得られた変位の測定結果をもとに、土被りの違いによるトンネル周辺地山の变形挙動の特性と、逆解析による安定性評価の例について述べる。

考察の結果明らかになった点は次のとおりである。(1) 地山の变形挙動は土被りの影響を強く受ける。特に土被り $Z$ とトンネル内径 $D$ との比 $Z/D$ が0.6以下の地山では、地表面はトンネル天端沈下に連動して共下がりし、急激で大きな沈下が生じる。(2) 地山内のグラウンドアーチは $Z/D$ が0.8~1.2の間で形成され、これ以上の土被りがある場合には十分なグラウンドアーチが形成できていることが確認できた。(3) 逆解析によりトンネル周辺地山の安定性を評価する方法は、地山の挙動を把握するうえで非常に有効であり、施工管理に役立てることができる。

### 1. まえがき

NATM は吹付けコンクリートとロックボルトを主要な支保材とするトンネル工法である。地山が本来持っている耐荷力を最大限に利用して、経済的で安全なトンネルを構築するという考え方が注目され、我が国に導入されて以来すでに数多くの施工実績をあげている。その間に現場の測定結果や数値解析、およびモデル実験に基づいた多くの研究がなされ、トンネルとその周辺地山に関する变形挙動が明らかにされてきている。ただし現状ではまだ十分に解明されるまでには至っていない。

この報告は、未固結地山に施工された扁平な大断面トンネルの挙動測定結果を、旭川トンネルの施工事例をもとに示すものである。

トンネル掘削時に生じる变形は地質状況、地山の強度特性、トンネル断面形状、施工方法などの違いによる影響を強く受けることはもちろんであるが、土被りによっても異った挙動を示す。ここでは土被りの違いに着目し、地山挙動の特性を明らかにした。

一方、トンネル周辺地山の安定性を評価する方法として、従来の応力度を基準とする方法に替えて、変位計測結果から直接地山内に発生するひずみを求め、破壊ひずみと比較することにより安定性を評価する方法が提案されている<sup>1)</sup>。ここではセン断ひずみによる管理基準を作成し、施工中に得られた変位の計測結果から逆解析<sup>2)</sup>でトンネル周辺地山のひずみ分布を求め、施工管理を行なった例についても述べる。

## 2. 旭川トンネルの概要

### 2.1. 地形および地質

旭川トンネルは一般国道12号・旭川新道に施工される、延長 860 m の道路トンネルである。当該地域は神居古潭変成岩帯東縁に分布する雨紛丘陵の北端部に位置し、標高 100~150 m 程度の丘陵地を形成している。

トンネル部の地質は、図-1 に示すように第四紀洪積世の十勝溶結凝灰岩に属する砂礫、溶結凝灰岩、火山灰質粘性土などから成っているが、溶結構造はほとんど認められず未固結である。特に旭川方坑口から 300 m 付近にかけては、ほぼ一様な砂礫層が分布している。ここで述べる計測結果は、この砂礫層を対象としたものである。

旭川トンネルは丘陵地の頂部付近に点在する民家の直下を含めて、土被り 3.5~35.5 m で通過する。

### 2.2. トンネル施工法

図-2 にトンネル断面図を示す。切羽の掘削面積は約 100 m<sup>2</sup> と大断面であり、しかもトンネル高さHに比べて横幅Bが大きい扁平な断面形状となっている（扁平率 H/B=0.72）。

トンネル掘削工法は上半リングカットによるショートベンチ工法で、NATM により施工する。また補助工法としてクラウン部へのルーフトルトおよび切羽吹付けコンクリートの施工を行なった。

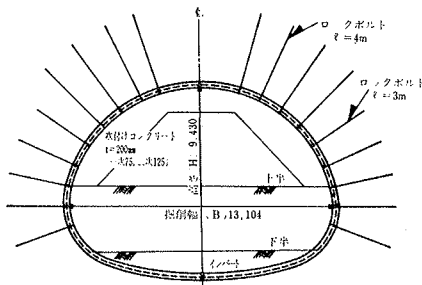


図-2 トンネル掘削断面図（標準）

## 3. 変形挙動の測定結果とその考察

### 3.1. トンネル内空の相対変位

図-3 は上半側壁に設置した水平測線（C測線）の内空相対変位を土被りとの関係で示したものである。土被り高さと変位量は、いずれもトンネル内径 D(=B) で除して無次元化した。この図から明らかなように、土被りとトンネル内径との比 Z/D が概ね1.2の場合を境にして、変位の生じる傾向が異なっていることが分かる。すなわち Z/D が 1.2より小さい場合は内空変位が土被りに比例して増加するのに対し、これよりも大きくなるとほぼ一定値を示すようになる。これらの挙動はトンネル周辺地山のグラウンドアーチ形成とも密接に関連したものである。

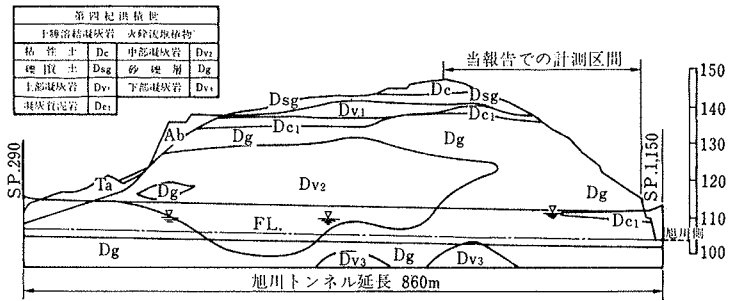


図-1 地質縦断面図

なお Z/D が 0.8より小さい場合には、上半掘削の段階で C測線が伸びる現象が認められた。これは天端上部の地山が急激に沈下するため、上半シェルの脚部が開き、側部の地山側に押し込まれたことを意味している。

一方、図-4 は内空変位の経時変化を上半切羽からの距離との関係で示したものである。ここでは土被りの違いによる代表的な例として、Z/D が①0.33、②0.60、③1.12、④1.63の場合について記載した。内空変位は経時変化においても、土被りの違いによって著しくその傾向が異なっていることが分かる。特に上半掘削の段階で顕著である。ただ下半掘削以降は定性的に同じような変形挙動を示している。

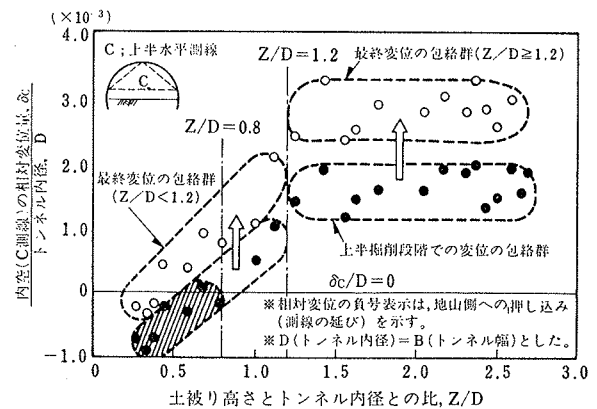


図-3 内空変位（C測線）と土被りとの関係

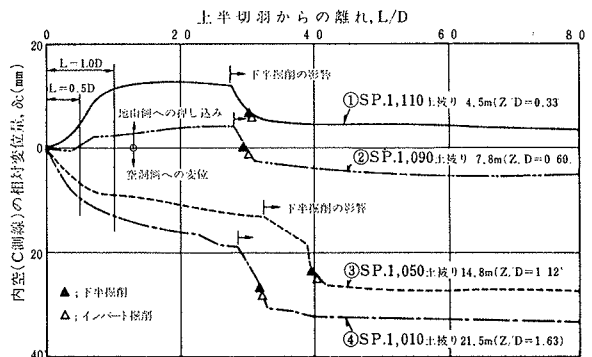


図-4 内空変位（C測線）の経時変化

なお土被りの薄い①と②の測定例については、上半切羽から 0.5 D 程度離れるまでの区間で変位の増加量が小さくなっている。これは地山側への押し込みに際し地盤の抵抗があることと、切羽掘削に伴う応力再配分過程に時間的な遅れがあるため、側壁部に残留する水平方向の初期地山応力が抵抗として作用することなどが原因となっているものと考えられる。内空側に変位する③、④の測定値についてはこのような現象は生じない。

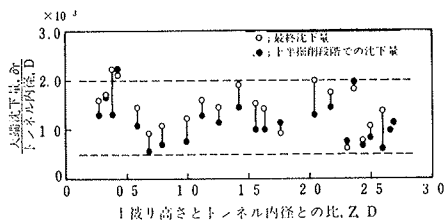
上半掘削で計測される内空変位は切羽から 1.0~2.0D 離れた段階ではほぼ収束値に近い値となる。

### 3.2. トンネル天端沈下

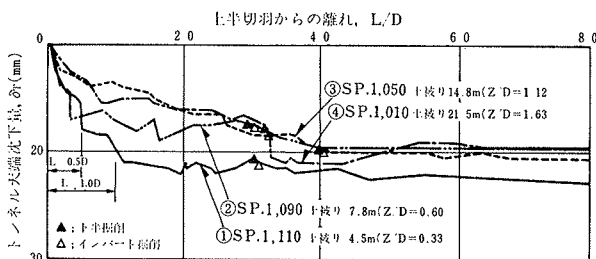
図一五にトンネル天端沈下と土被りとの関係を示す。沈下量は上半断面と全断面掘削終了後の収束値をそれぞれ表示した。図から明らかなように、天端沈下の収束値は大局的には土被りの違いによらず一定範囲内の値となっている。ただし経時変化においては土被りの影響を強く受ける。図一六によると、土被りが薄い①、②の場合、上半掘削後の初期変位が大きく、切羽から 0.5 D までの区間で急激な沈下が生じていることが分かる。

### 3.3. 地表面沈下

トンネル中心線上で測定した地表面の最終沈下量は、図一七に示すように土被りの増加とともにゆるやかに減少する傾向を示している。ただし経時変化で見ると、土被りとの関係は必ずしも連続的に変化している訳ではない。図一八は代表的な測点についてその経時変化を示したものである。先述した天端沈下の場合と同様、土被りが薄い①、②では上半掘削後の早い段階で急激な沈下が生じている。また最終値に収束するまでの時間も短い。この現象は地山内に十分なグランドアーチが形成



図一五 天端沈下と土被りとの関係

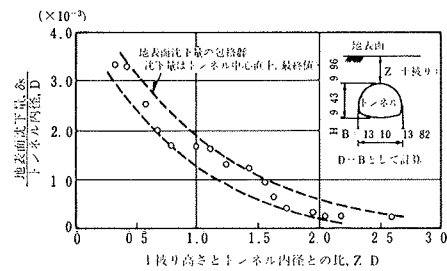


図一六 天端沈下の経時変化

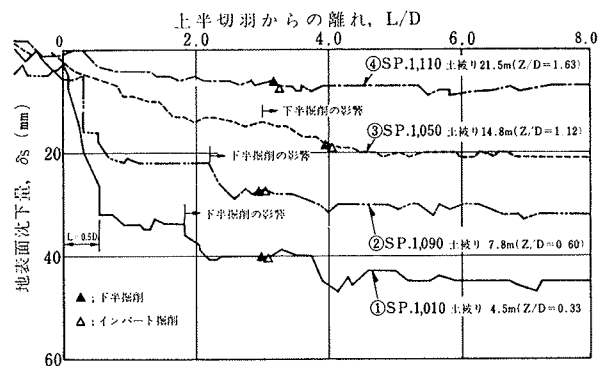
一方、土被りが比較的厚い③、④では切羽近傍の急激な沈下現象もなく、上半掘削から最終掘削段階に至るまでの間に地表面沈下はゆるやかに変化している。

図一九は地表面沈下とトンネル天端沈下との関係を、両者に共通する各測点ごとに対比して示したものである。地表面沈下量は上半切羽が到達した時点を中心とし、これより以前に発生する先行変位はここでは控除している。それぞれの沈下量は、全断面掘削後の最終収束値を採った。

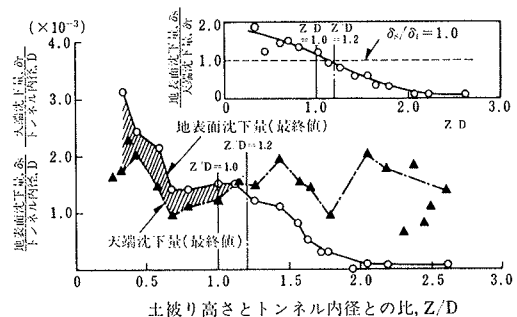
Z/D が 1.0~1.2 より小さい場合には天端沈下に比べて地表面沈下の方が大きく、両者の比は最大で 1.9 倍程度になっている。このように地表面沈下の方が大きくなる原因は、地山内のグランドアーチ形成と覆工による変位の拘束に起因しているものと思われる。すなわち土被りが浅い場合は地山内に十分なグランドアーチが形成できず、地表面はトンネル天端沈下に連動して急激な沈下



図一七 地表面沈下と土被りとの関係



図一八 地表面沈下の経時変化



図一九 地表面沈下と天端沈下との関係

工による地山変位の拘束は地表面にまでは及ばないため、結果として地表面沈下の方が天端沈下よりも大きくなる現象が生じる。また下半掘削以降の側壁部の押し出しにより、クラウン部が押し上げられて天端沈下が抑制されている点も原因となっている。実際の計測結果でも、地表面は沈下しているのにクラウン部では逆に天端沈下が減少（浮上がり）するような挙動が確認されている。

#### 4. 逆解析によるトンネル周辺地山の安定性評価

##### 4.1. 逆解析の概要とトンネルへの適用

逆解析とは、通常の構造解析が荷重および材料の力学定数を入力データとして与え、定められた境界条件のもとで変位、ひずみ、応力などを求めるのに対して、これとはまったく逆のプロセスで変位あるいは応力などを与えて、答えとして荷重および材料定数を求める解析法をいう。

例えばトンネルなどの地下構造物に対して逆解析を行なう場合には、施工時の計測結果（主として変位）を入力データとして、地山の平均的な材料定数および初期地圧を求めることになる。

我が国に NATM が導入されて以来、現場計測の意義が高く評価され、施工管理の一環として多くの計測が行なわれている。ただしここで問題となるのは、当初の解析解すなわち設計値として予想した値と、現位置での計測結果が必ずしも一致しないということである。これは入力データとした地山の材料定数または初期地圧などの推定値が、現位置の状況と異っていたことを示すものである。トンネルのような路線の長い構造物では、途中での地質変化も激しく、全区間にわたって材料定数と初期地圧を経済的に精度よく求めることは不可能でさえある。

これに対して現場の計測データ、例えば変位の計測結果は、地山の様々な状況を総括的に含んだ、各種要因の集大成の結果として求められているはずである。したがって現場の計測結果を逆解析に利用することにより、地山の諸量を精度よく求めることができる。これが逆解析を行なう場合の基本的な考え方となっている。

##### 4.2. 解析上の仮定

当トンネルでの逆解析は、桜井らの開発した有限要素法による逆解析プログラム・DBAP<sup>2)</sup>を用いて行なった。ここでは基本事項として次の2点を仮定している。

- ①地山は等方等質の弾性体とし、非線形な非弾性挙動も含めて等価な値として評価する。
- ②地山の初期応力 ( $\sigma_{x0}$ ,  $\sigma_{y0}$ ,  $\tau_{xy0}$ ) は解析領域の全体にわたって巨視的に一定とする。

上記のうち②の仮定は、土被りが比較的大きな場合に

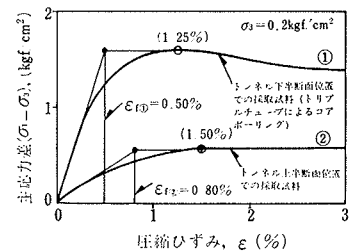
成りたつものである。ただしトンネルの変形は切羽の応力解放によって生じるものであり、有限要素法では掘削の影響は解放節点力として評価される。そこで  $\sigma_{x0}$ ,  $\sigma_{y0}$ ,  $\tau_{xy0}$  を解放節点力を求めるための切羽近傍の代表的な応力であると解釈すれば、土被りの浅いトンネルに対しても近似的に適用することが可能となる。

逆解析により地山応力と材料定数が求まると、定式化した式に逆に代入して行くことにより、容易に地山内のセン断ひずみを求めることができる。

##### 4.3. 地山の破壊ひずみの推定

トンネル周辺地山の安定性をひずみで評価する場合には、現位置地山の破壊ひずみを推定することと、ひずみによる管理基準を作成することが必要である。ここではトンネル周辺に広く分布する砂礫層 ( $D_g$ ) を対象として室内試験を行ない、力学的な特性を調べた。

図一10に三軸圧縮試験による応力～ひずみ曲線を示す。トンネルを掘削する場合、空洞近傍は壁面に直交する方向の支持力が失われるため、一軸応力状態に近い最も危険な状態となる。そこで試験で



図一10 破壊ひずみ

は覆工による拘束がほとんど無い場合を想定して、小さな拘束圧 ( $\sigma_3 = 0.2 \text{ kgf/cm}^2$ ) を作用させた。

主軸方向の破壊ひずみは1.25～1.50%である。ただしサンプリングに伴う供試体の乱れなども考慮して、ここでは初期接線と最大応力を結ぶ線の交点を求め破壊ひずみとした (1)式。これをセン断ひずみに換算すると、(2)式のようになる。ポアソン比は  $\nu = 0.3$  と仮定した。

$$\text{軸ひずみ; } \epsilon_f = 0.50 \sim 0.80 = 0.65\% \text{ (平均)} \dots\dots\dots(1)$$

$$\text{セン断ひずみ; } \gamma_f = (1 + \nu)\epsilon_f = 0.85\% \dots\dots\dots(2)$$

(2)式が地山の最終的な破壊ひずみである。

##### 4.4. ひずみによる管理基準

トンネル掘削に伴う地山の変位は、切羽が到達するよりもかなり前方から発生することが知られている。これらの変形挙動は地山の特性曲線として表現される。

図一11は旭川トンネルで実測された特性曲線である。トンネル天端の直上で測定された地中変位を、上半切羽通過後 3.0 D 離れた時点の測定値（ほぼ収束値を示す）を基準として正規化した。この図から、切羽が到達するまでに22%、計器を設置して計測を開始するまでに35%の先行変位がすでに生じていることが分かる。従って実際の計測では、地山内に発生する全変位の65%しか測定できていないことになる。

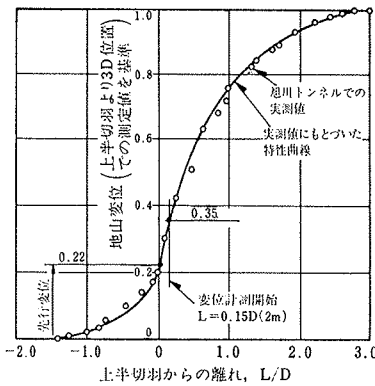


図-11 特性曲線

管理レベル	I	II	III
計測ひずみ(%)	0	0.20	0.40 0.55
(実際のひずみ)	0	(0.30)	(0.60) (0.85)
管理レベル区分			
I; 地山は安定状態にある			
II; 地山は一応安定状態にあるが、実際のひずみは最大で0.60%に達し、一部に塑性域が発生すると考えられる。			
III; 地山の実際のひずみは0.60%を超え、破壊ひずみ0.85%に達する。施工に際しては十分な注意が必要である。この段階が続く場合には支保ハタンの変更などを検討すべきである。			

図-12 ひずみによる管理基準

逆解析は現場での計測変位を基に実施される。従って得られた解析結果、すなわち地山のせん断ひずみも当然計測変位に対応するものであり、計器を設置するまでに生じる変位は反映できないことになる。管理基準を作成する際には、この点に十分留意しなければならない。

いま計器設置までに生じる先行変位の割合を35%とすると、現場で測定できる変位に対応したせん断ひずみは次のようになる。

$$\gamma_{f.mes} = 0.85 \times (1 - 0.35) = 0.55\% \dots\dots(3)$$

(3)式が実際の施工管理を行なう上での限界管理ひずみを与えるものである。図-12に当該工事での、ひずみによる管理基準を示した。

#### 4.5. 旭川トンネルへの逆解析の適用

図-13に、逆解析で求めたトンネル周辺地山のせん断ひずみ分布図を示す。このうち(1)は土被りが薄い場合の例であり、前章で述べた①の断面に対応している。また(2)は土被りがやや大きい④の断面に対応するものである。入力データはトンネル内空での変位の測定値とし、いずれも上半掘削段階における解析例を示した。

せん断ひずみの分布状況は両者の解析結果で大きく異なっている。

特に(1)の場合、トンネル上部から地表面に向けてひずみの等高線が延びており、グラウンドアーチが形成できず地山全体が空洞側に落ち込んでいることが理解される。

トンネル掘削においては非常に危険な状態にあると言える。最大せん断ひずみは0.24%と小さいものの、土被りが薄い場合にはトンネル天端および地表面の急激な沈下が生じるため、これらの沈下量管理も併せた管理体制が必要である。

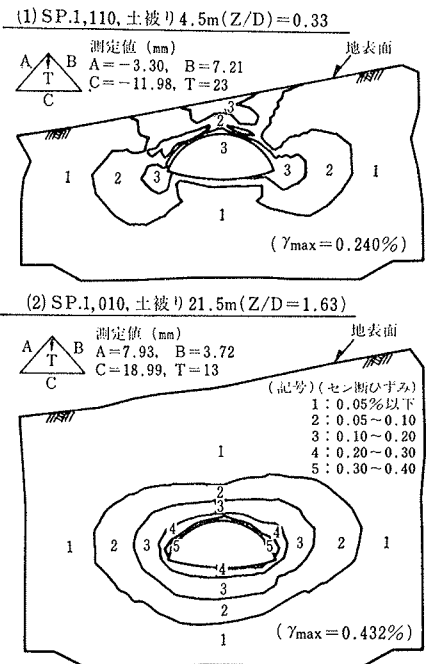


図-13 逆解析による解析結果

一方(2)はトンネル壁面を中心として同心円状にひずみの等高線が分布しており、上記のような現象は認められない。ただ最大せん断ひずみは(1)に比べて大きく、0.43%とすでに管理レベルIIIの領域に入っている。従って今後は下半掘削以降のひずみ増加に着目し、細心な施工管理を行なって行かなければならないことが分かる。

#### 5. まとめ

ここでは旭川トンネルで計測された変位の測定結果をもとに、土被りの違いによる地山の挙動変性と、逆解析による安定性評価の例について述べてきた。ここで明らかになった点をまとめると次のとおりである。

- (1) 地山の変位挙動は土被りの影響を強く受ける。特に土被りとトンネル内径との比 Z/D が0.6以下の地山では、地表面はトンネル天端沈下に連動して共下がりし、急激で大きな沈下が生じる。
- (2) 地山内のグラウンドアーチは Z/D が0.8~1.2の間で形成され、これ以上の土被りがある場合には十分なグラウンドアーチが形成できていることが確認できた。
- (3) 逆解析によりトンネル周辺地山の安定性を評価する方法は、地山の挙動を把握するうえで非常に有効であり、施工管理に役立てることができる。

#### 参考文献

- 1) 桜井: トンネル工事における変位計測結果の評価法 土木学会論文報告集, 第317号, (1982.1), pp. 93~100
- 2) 桜井, 武内: トンネル掘削時における変位計測結果の逆解析法, 同上, 第337号, (1983.9), pp. 137~146