

1、はじめに 土被りの浅い砂質地山のトンネル掘削に伴う地山状態を評価する指標として、地表あるいは地中の沈下曲線を用いた傾斜（単純せん断ひずみ）、曲げモーメント指数、せん断指数、最大地表面沈下量を用いることが有効であることは既に報告したが、これらの指標は、地山の物性定数、土被り、トンネル直径等の個々のトンネル条件と結びつけることにより定量的な値として各トンネルの施工管理値とすることができると考えられる。本研究では、これらの指標の施工管理値化のために導入するいくつかの仮定の検証とその仮定に伴う問題点を、2つのトンネルの現場計測結果を基に考察し、施工管理値としての設定法を提案する。

2、地山状態評価指標 筆者らが提案してきた地山状態評価指標は、一定間隔に設置されたトンネル中心線上の地表及び地中の沈下量から、次式で算出する。

- (1) 傾斜（単純せん断ひずみ）（ θ ）

$$\theta_{n,n+1} = \frac{d_{n+1} - d_n}{L} \quad (1)$$

- (2) 曲げモーメント指数（ M' ）

$$M'_n = \frac{\theta_{n,n+1} - \theta_{n-1,n}}{L} \quad (2)$$

- (3) せん断指数（ Q' ）

$$Q'_{n,n+1} = \frac{M'_{n+1} - M'_n}{L} \quad (3)$$

- (4) 最大地表面沈下量（ α ）

（トンネル中心線上の沈下量）

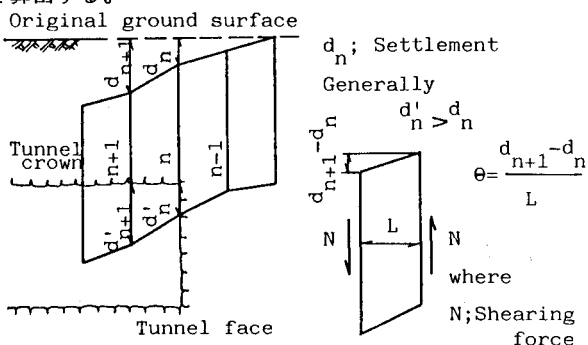


図1 仮定1の概念図

ここで、 L は測定点間隔、 d_n は点 n での地表あるいは地中の沈下量。

3、管理原値のための仮定と算出式 破壊に至る地山の挙動に対して次のような仮定を導入することにより、地山状態評価指標に相当する管理値設定のための基本値（本文では管理原値と呼ぶ）が得られる。

- (1) 傾斜（単純せん断ひずみ）

〔仮定1〕トンネル上方地山は、縦、横断的に一定の大きさのブロックから形成されており、そのブロックは、それぞれのブロック境界の沈下量の相違によりせん断変形を生じ破壊に至る。

$$\theta_{\max} = \frac{\tau}{G} \quad (4)$$

G ; 地山のせん断弾性定数

$\theta_{\max}$; 限界せん断ひずみ

τ ; 地山のせん断強度

- (2) 曲げモーメント、せん断力

〔仮定2〕トンネル上方地山を、縦、横断的にそれぞれ独立したはりと考え、地山に発生する曲げによるはりの破壊が地山の破壊と考える。

$$M_{\max} = \frac{2I\sigma_t}{hEI} \quad (5)$$

h ; はりの高さ

I ; はりの断面2次モーメント

- (ii) せん断力

$$Q_{\max} = \frac{\tau A}{EI} \quad (6)$$

A ; はりの断面積

σ_t ; 地山の引っ張り強度

E ; 地山の变形係数

- (3) 最大地表面沈下量

〔仮定3〕トンネル横断方向の地表面沈下曲線は、正規分布曲線の形状を示し、この方向の地山の破

壊は仮定1、仮定2に従うと考え、その発生位置は仮定1では正規分布曲線の変曲点、仮定2では最大せん断力の作用する位置とする。

$$\alpha_{1\max} = \frac{i}{0.61} \theta_{\max} = \frac{i \tau}{0.61 G} \quad (7)-1$$

i ; 変曲点のトンネル中心線からの離れ

$$\alpha_{2\max} = \frac{i^3}{1.38} Q_{\max} = \frac{i^3 \tau A}{1.38 EI} \quad (7)-2$$

地山状態評価指標 (θ 、 M' 、 Q' 、 α) が、それぞれ仮定1、2、3で示される傾斜、曲げモーメント、せん断力、最大地表面沈下量に等しいとすると、地山の破壊に対する管理原値が、式(4)、(5)、(6)、(7)で与えられ、地山状態評価指標との照合により施工管理を行うことができる。

4、仮定とこれに伴う問題点についての考察 仮定に基づいて設定される管理原値と地山状態指標の間に生じる相違の主な要因は、次の事項である。

- (1) 破壊のメカニズムとそのモデル化の問題
- (2) 現場計測の測定点間隔の大小と測定精度の問題
- (3) 地表と地中の沈下量の相違
- (4) 地山の強度、変形定数の地山に対する適正な評価

(1) 破壊のメカニズムとそのモデル化の問題

堀之内T、栗山Tの変状事例から推定されるせん断すべり面は図-2に示すとおりで、60-80度の傾斜を有している。本文では切羽から発生するすべり面をすべり面A、壁面から発生するすべり面をすべり面Bとする。この傾斜の成因を考察すると、次のようになる。

地表に現れたクラックは地表面に垂直であり、数十センチ以上の深さを有しており、クラックを挟む地面に段差は見られず、さらに、切羽到達前に既に何本かの切羽に平行なクラックが地表面

に発生していた。また、トンネル軸線方向のクラックの発生している部分は $M'_{\max}$ が分布する領域である。以上のことから、このクラックは引っ張り破壊によりせん断すべり面が発生する以前から(すべり面Aに対応)あるいは同時に(すべり面Bに対応)発生したものと考えられる。したがって、このすべり面は切羽あるいは壁面付近のせん断破壊が発達し、その過程で潜在的に発生していたか、あるいは同時に発生した引っ張りクラックとつながることにより傾斜面として発生したものと推定される。

このような地山の破壊に対し、仮定1は、既掘削部等のすべり面を含まない領域の影響がすべり面の発生に影響を及ぼさないことを想定したものであり、仮定2は、その影響が及ぶことを想定している。このことは、仮定2がせん断破壊だけでなく、引っ張り破壊の発生にも対応することを示し、 $M_{\max}$ がその限界値となることを意味すると考えられる。一方、実際のせん断破壊は、仮定1と仮定2の中間的な状態で発生するものと位置づけられ、 $Q_{\max}$ や $\theta_{\max}$ はその両極値を示すと考えられる。

モデル化にあたって、仮定1ではブロックの形状、仮定2では、はりとして作用する断面形状を定めなければならない。栗山Tの変状例(図-3)によれば、地表に発生したクラックの状況からすべり面Aはトンネル掘削幅を有し、切羽面に平行、すべり面Bはトンネル軸線方向に広がるものと考えられ、ブロック、はり、いずれの断面も単位幅を有したものでよいと推定される。また、トンネル支保の沈下状況や切羽面の崩壊状況から、すべり面Aに

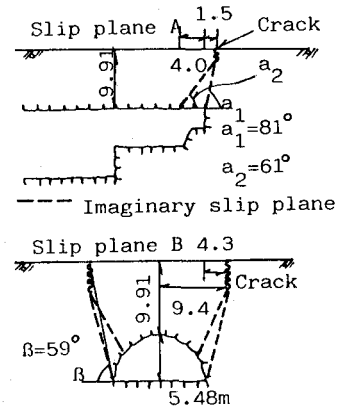


図2 栗山T変状状況に基づくすべり面の推定

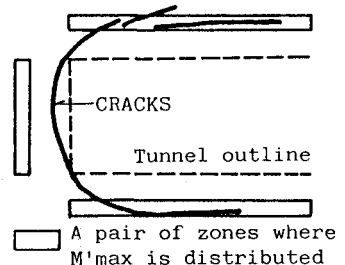


図3 地表面クラック状況と $M'_{\max}$ の分布領域

対するブロック、はりの高さは、土被り相当、すべり面Bに対するものは、（土被り高さ+D/4）程度が妥当と推定される（図-4）。

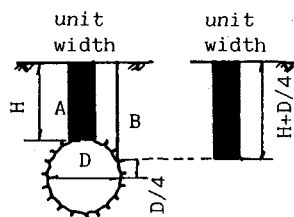


図4 ブロックおよびはりの断面形状

一方、すべり面Bの発生位置に関する仮定3のうち、横断方向地表面沈下曲線が正規分布曲線で表わせることは既に知られていることであり、参考文献1)で示したように、地表面沈下の増大に伴い、その変曲点の位置が一定に近づくこと、さらに、各種模型実験結果等から、この変曲点付近にすべり面Bが発生することから、仮定3は実際の地山の破壊に対応した仮定と言える。ここで仮定2に従った場合のすべり面Bの発生位置は、トンネル中心線から0.742 i となる。また、トンネル施工実績から得られたiの値は、 $(2i/D) = 0.09 (H/D) + 0.87^{1)}$ となる。ここでDはトンネル掘削幅、Hは土被りである。

(2) 現場計測の測定点間隔の大小と測定精度の問題 水平傾斜計を用いてトンネル天端付近の地山沈下を連続的に測定する場合には、測定点間隔が0.5m-1.0mであるため、測定点間隔による管理原値と地山状態評価指標の相違は小さい。しかし、地表面沈下量を用いて指標を算出する場合には、測定点間隔が5.0m程度となり、この相違は大きくなる。図-5には、測定点間隔の増大に伴う指標の減少の割合を堀之内Tと栗山Tの水平傾斜計での測定結果から求めたものを示す。管理原値を管理値化するにあたっては、測定点間隔に応じたこのような減衰率を考慮する必要がある。

表-1 地山状態評価指標の測定点間隔による減衰状態

			L=1.0m	L=2.0m	L=2.5m	L=3.0m	L=4.0m	L=5.0m	Ground
θ	堀之内	Max. Min. Av.	基本値 データ数 N=36	1.00 0.73 0.84	0.92 0.71 0.81		0.81 0.58 0.70	0.66 0.55 0.58	0.49 0.26 0.38
	栗山	Max. Min. Av.	基本値 データ数 N=31	1.00 0.92 0.97		1.05 0.83 0.93	1.17 0.76 0.94	0.84 0.79 0.81	0.84 0.33 0.64
M	栗山	Max. Min. Av.	基本値 データ数 N=31	0.90 0.60 0.72		0.65 0.54 0.57	0.52 0.39 0.46	0.43 0.31 0.36	0.41 0.10 0.26
	栗山	Max. Min. Av.	基本値 データ数 N=31	0.66 0.17 0.41		0.44 0.16 0.26	0.26 0.08 0.16	0.18 0.05 0.10	0.14 0.005 0.08

一方、水平傾斜計の測定精度は機種によって異なるが、測定誤差によって生じる指標の変動量が管理原値に対して占める割合によって機種選定を行い、管理値を有意なものとする必要がある。また、一般に地表沈下測定に用いられる水準測量の測定誤差は、 $\pm 1.0\text{mm}$ 程度が限度であり、測定点間隔L=5.0mで、指標に発生する誤差はそれぞれ、 $\Delta \theta_{\text{max}}=0.0004$ 、 $\Delta M'_{\text{max}}=1.6 \times 10^{-8}$ 、 $\Delta Q'_{\text{max}}=64 \times 10^{-12}$ 程度である。この誤差の管理値に占める割合は、土被りの大きい場合、またせん断指数ほど大きく、管理値を超えることもあるので注意を要する。

(3) 地表と地中の沈下量の相違 土被りとトンネル掘削幅の比に応じて地表とトンネル天端付近の地中の沈下量に差異が生じる。この差は、 $H/D=1.0$ 程度で一時的に10mm程度に達する²⁾。仮定1-3によれば、地表と地中の沈下量は等しいことが前提になっており、地山状態評価指標を算出する測定値は、地表と天端付近の平均的沈下量であることが望ましい。したがって、地表面沈下量から指標を算出する場合には、仮定に基づく管理値よりも小さい地山状態でも天端付近は管理原値に達していることになり、天端付近の沈下量を用いる場合には、その逆のことが生じていることを考慮した管理値の設定が必要となる。

(4) 地山の強度、変形定数の地山に対する適正な評価

地山のせん断強度 (τ) は、モール＝クーロンの規準を用いると、 $\tau = C + \sigma \tan \phi$ で与えられる。ここで、 C は地山の粘着力、 ϕ は内部摩擦角である。前述の仮定 1－3 においては、すべり面として鉛直面を想定しており、 σ は地山の水平応力となる。三次元弾性 FEM 解析によれば、 $H/D=1.0$ の条件下の切羽上方のトンネル軸線方向応力は、天端近傍を除き、トンネル掘削によってもあまり変化しない。同様の事はトンネル壁面上方地山のトンネル横断方向応力についても言え、 σ としては、初期応力状態の水平方向応力を用いてよいとみなせる。また、深さによって σ が異なることによって生ずる τ のばらつきは、仮定 1、2 に基づくと断面の重心位置のせん断強度を採用することにより平均化できる。なお、地山の引っ張り強度は設定が難しいことから粘着力と等しいと考える。

地山の変形係数 (E) については、地表からのボーリング孔を用い、できるだけ小さいピッチで測定した孔内水平載荷試験 (LLT やプレシオメータ) 結果から、変形係数分布の重心位置の値を用いるのがよい。これは、通常実施される一軸や三軸圧縮試験から得られるヤング係数は、土砂地山ではばらつきが大きく、拘束圧の大小によっても大きく変化するためである。ポアソン比 (ν) は三軸圧縮試験結果より求めるものとし、変形係数が深さにより変化し中立軸が移動することに伴う断面二次モーメントの変化は無視する。

5、変状事例による管理原値の検証と安全率 表－2 では、これまで述べてきた考え方で設定した管理原値と管理値を変状時の地山状態指標と比較している。ここで、測定点間隔による指標の減衰率は、表－1 の平均値を用いた。これによると、土被りが 5.0m 程度の極めて浅い条件下では管理値と実績がほぼ一致しているものの、 $H=10.0\text{m}$ では設定された管理値は $\theta_{\max}$, $\alpha_{1\max}$ を除き無意味である。これは、仮定 2 が $H=10.0\text{m}$ の条件では成立しないことを示している。しかし、実測の指標が仮定 2 に基づく管理値よりも大きい状態でもなお地山が崩壊しないこと、さらに、仮に、 $h=5.0\text{m}$ として設定した管理値と変状時の実績が近いことから、地山の破壊が徐々に進行し、崩壊に至る極限状態に対応するはりの高さとして $h=5.0\text{m}$ の位置付けが考えられる。

6、おわりに 地山の崩壊は、地表面沈下曲線から傾斜 θ や α によって実用的な精度で予測できるが、設定された値のみにとらわれることなく、常に地山を注意深く観察し、管理値の精度を補うことが大切である。

表－2 管理原値および管理値 (安全率 = 1.0) の算定と変状時の地山状態評価指標

	入力定数	算 出 式	管 理 原 値	管 理 値	実 測 値
堀之内 トンネル	$\gamma = 1.8\text{t/m}^3$ $C = 4.0\text{t/m}^2$ $\phi = 35^\circ$ $\nu = 0.35$ $H = 4.5\text{m}$ $D = 10.7\text{m}$	$E = 300 \cdot (H/2) + 18.0$ $\tau = C + \gamma / (1 + \nu) \cdot \gamma \cdot H$ $G = E / 2 \cdot (1 + \nu)$ $I = D \cdot H \cdot H / 12$ $A = D \cdot H$	$\theta_{\max} = 0.0216$ $M_{\max} = 256\text{E-}8 \text{ (1/mm)}$ $Q_{\max} = 4748\text{E-}12 \text{ (1/mm}^2\text{)}$	$0.51 \cdot \theta_{\max} = 0.0011$ $0.26 \cdot M_{\max} = 67\text{E-}8$ $0.08 \cdot Q_{\max} = 380\text{E-}12$ (地表面沈下用)	0.0118 ----- 576-800 E-12
		$i = (0.09H/D + 0.87) \cdot D/2$ $\tau = C + \gamma / (1 + \nu) \cdot \gamma \cdot (H/2 + D/4) \cdot \tan \phi$ $E = 30 \cdot (H + D/4) / 2 + 1.8$ $G = E / 2 \cdot (1 + \nu)$ $\theta_{\max} = \tau / G$, $H' = H + D/4$ $I = H' / 12$, $Q_{\max} = \tau H' / EI$	$\alpha_{1\max} = 145 \text{ mm}$ $\alpha_{2\max} = 130 \text{ mm}$	$\alpha_{1\max} = 145 \text{ mm}$ $\alpha_{2\max} = 130 \text{ mm}$	101 mm
栗山トンネル	$\gamma = 1.75\text{t/m}^3$ $C = 3.0\text{t/m}^2$ $\phi = 31^\circ$ $\nu = 0.35$ $H = 10.0\text{m}$ $D = 10.22\text{m}$	$E = 93 \cdot H/2 + 761$ τ, G, I, A の算出方法は堀之内 T の $\theta_{\max}$, $M_{\max}$, $Q_{\max}$ 算出のばあいと同じ。	$\theta_{\max} = 0.0128$ $M_{\max} = 49\text{E-}8 \text{ (1/mm)}$ $Q_{\max} = 568\text{E-}12 \text{ (1/mm}^2\text{)}$	$\theta_{\max} = 0.0128$ $0.64 \cdot \theta_{\max} = 0.0082$ $0.36 \cdot M_{\max} = 18\text{E-}8$ $0.26 \cdot M_{\max} = 13\text{E-}8$ $0.08 \cdot Q_{\max} = 568\text{E-}12$ $0.08 \cdot Q_{\max} = 45\text{E-}18$	0.0124 0.0073 ----- 50E-8 3170E-12 449E-12
		算出式は堀之内 T の $\alpha_{1\max}$, $\alpha_{2\max}$ 算出時と同じ。	$\alpha_{1\max} = 117 \text{ mm}$ $\alpha_{2\max} = 35 \text{ mm}$	$\alpha_{1\max} = 117 \text{ mm}$ $\alpha_{2\max} = 35 \text{ mm}$	地表 99.8mm 地中 94.0mm

(56) Study on the application of indexes for stability assessment of the ground around a shallow tunnel

Koh Kimura
Japan Railway Construction Public Corporation

The authors has already shown the validity of the indexes such as Simple Shear Strain, Moment Index, Shear Index and Maximum Surface Settlement for the stability assessment around a shallow tunnel. If the indexes occupy the specific values according to the geological and geometrical conditions of the ground when the failure of the ground happens, they can be directly utilized to the safety control of the tunnel construction.

This paper deals with the way to determine the specific values of the indexes and confirmation of their adaptability.

Simple assumptions are taken based on the ground behaviour around the tunnel when the shallow tunnels were driven, which are as follows,

- (1) The ground over a tunnel longitudinally consists of rectangular blocks divided by each instrument line. Moreover, a tight vertical connection and no horizontal transmission of force on the common boundary exists. When the failure of the ground happens, the blocks are directly sheared.
- (2) The ground over a tunnel is regarded as a continuous beam in the longitudinal and transversal direction respectively. The failure of the ground coincides to the failure of the beam.
- (3) The transversal surface settlement curve is generally represented by an error function curve. The failure of the ground occurs according to the previous assumptions.

These assumptions and field measurements give birth to several problems of disagreement of the indexes determined based on them with the actual indexes. They are as follows,

- (1) Disagreement of the actual failure mechanism with the model
- (2) Reduction of the actual value according to the distance between two measuring stations and the accuracy of the measurement results
- (3) Difference of the amount of the settlement between ground surface and the area near the tunnel crown
- (4) Adequate estimation of shear resistance and the deformability of the ground

These problems were considered in accordance with the field measurement results in two tunnels where the failure of the ground were observed.

Consequently, the way to solve them and to determine the specific values for the failure of the ground were found. Moreover, the adaptability of the indexes was proved.

参考文献

- 1) 横山章、堀内義朗、木村宏：トンネル掘削による土被りの浅い未固結砂質地山の挙動を特徴づける指標に関する研究、土木学会論文集、第388号 III-8、1987年12月
- 2) 横山章、堀内義朗、木村宏：被りの浅い砂質地山におけるトンネル周辺の沈下挙動、土木学会論文集、第388号 III-8、1987年12月
- 3) Yokoyama, A., Tanimoto, C., Kimura, K. : Relations between Settlement of Ground and Deformability obtained by Borehole Tests in Alluvial layers, Symposium International Essais en Place, Volume 2, pp593-600, Paris, 1983
- 4) 藤森房司、田代美樹男、木村宏、木村光夫：土被りの浅い砂質地山における安全管理方法、土と基礎 34-2、pp45-52、1986. 2