

吹付けコンクリートとロックボルトを用いた トンネルの特性と事前設計方法

CHARACTERISTICS OF TUNNELS WITH SHOTCRETE/ROCK-BOLTS
AND ITS PRELIMINARY DESIGN METHOD

松本嘉司*・西岡 隆**・鹿野正人***

By Yoshiji MATSUMOTO, Takashi NISHIOKA and Masato KANO

In the previous paper, the authors proposed the design formula which was based on the distortional strain energy stored at each stage of tunnelling. In this paper, the side pressure coefficient k and elastic constant E_s of ground are firstly studied with the displacement data obtained by the tunnel measurement in the past, and then the applicability of the proposed design formula, the efficiency of tunnel support and the safety factor of actual tunnels are discussed. The preliminary design method of tunnel is also presented.

Keywords : tunnel design formula, safety factor, preliminary design method

1. はじめに

吹付けコンクリートとロックボルトによって支保されるトンネル工法は、山岳トンネルの標準工法として、最近広く用いられている。さらに、一部の都市トンネルにも適用されている。そのため、この工法について多くの研究が行われてきているが^{[1]-[3]}、それにもかかわらず、その力学的特質についてはいろいろな考え方があるため、いまだに統一的な設計法が確立されているとはいえない。著者は、先の論文^[5]で、吹付けコンクリートとロックボルトによって支保されるトンネルの安定性と、トンネル掘削の各段階において地山内に蓄えられる形状弾性ひずみエネルギーとの関連性を理論的に考察するとともに、地山は等方性完全弾塑性体とみなし、トンネル断面は円形と仮定して、トンネルの基本設計のための設計図表を提案した。本研究は、この結果をさらに推し進めて、現在までに得られている鉄道トンネルの計測値を用いて現実のトンネルとの対応を調べ、理論的位置付けを行うとともに、事前設計に用いるための慣用公式を提案する

ものである。詳細な理論的な背景は参考文献^[5]を参照されたい。

用いたトンネルの計測データは、わが国で施工された鉄道トンネルのうち、解析上の必要な計測値が完備された202例の値である。202例の内訳は、トンネル地山が硬岩に分類されるもの66例、軟岩に分類されるもの130例、土砂に分類されるもの6例となっている（補遺参照^[6]）。これらのトンネルはロックボルトを併用したものが大半であるが、ロックボルトを使用していないトンネルが10例含まれている。個々の測定データは、土被り、地質分類、コンクリート吹付け厚、ロックボルトの長さ、ピッチおよび使用本数、内空変位量、天端沈下量、初期変位速度、上半切羽通過時から計測開始時間とその時点での切羽からの距離、岩石試験片の一軸圧縮強度、弾性波速度などである。地山の一軸圧縮強度 σ_y は $1700 \text{ kgf/cm}^2 \sim 2 \text{ kgf/cm}^2$ ($166 \text{ MPa} \sim 0.2 \text{ MPa}$) の範囲内にある。これを硬岩、軟岩、土砂別にみると、硬岩では $1700 \text{ kgf/cm}^2 \sim 4 \text{ kgf/cm}^2$ ($166 \text{ MPa} \sim 0.4 \text{ MPa}$)、軟岩では $314 \sim 2 \text{ kgf/cm}^2$ ($31 \text{ MPa} \sim 0.2 \text{ MPa}$)、土砂では 2 kgf/cm^2 (0.2 MPa) となっている。ここで用いた一軸圧縮強度 σ_y は、岩石試験片の一軸圧縮強度 σ_{y0} を岩石試験片と地山の弾性波速度を用いて次式によって補正した値である。

* 正会員 工博 東京大学教授 工学部土木工学科
(〒113 文京区本郷7-3-1)

** 正会員 工博 筑波大学助教授 構造工学系
(〒305 茨城県新治郡校村天王台)

*** 正会員 工修 建設省土佐国道事務所

$$\sigma_y = (V/V_0)^2 \sigma_{y0} \dots \quad (1)$$

ここに V/V_0 は弾性波速度比で、 V および V_0 はそれぞれ岩盤および岩石試験片の弾性波速度（縦波）である⁶⁾.

2. 地山の側圧係数と変形係数

上述のトンネルの内空変位量、天端沈下量の計測値を用いて、地山の側圧係数と変形係数を求めた。図-1に示すように、平面ひずみ状態における二次元無限弾性体内にあけられた半径 r_0 の円孔周辺の変位場は次式で与えられる⁵⁾.

$$\left. \begin{aligned} u_r^{R(2)}(r_0, \theta) &= -s r_0 (1 + \nu_R) / 2 E_R [(1+k) \\ &\quad - (1-k)(3-4\nu_R) \cos 2\theta] \\ u_\theta^{R(2)}(r_0, \theta) &= s r_0 (1 + \nu_R) / 2 E_R \\ &\quad \cdot (1-k)(3-4\nu_R) \sin 2\theta \end{aligned} \right\} \dots \quad (2)$$

ここに s は上載圧であり、 k は側圧係数を表わしている。また、 E_R , ν_R はそれぞれ地山の変形係数、ポアソン比である。変位 $u_r^{R(2)}(r_0, \theta)$, $u_\theta^{R(2)}(r_0, \theta)$ は放射方向、反時計回りを正としている。上式はトンネル掘削後無支保で切羽が十分進行した状態の変位に相当する。トンネルを支保するために、地山掘削後ただちに吹付けコンクリートとロックboltを施工した場合、トンネル周壁での変位場は以下のように与えられる⁵⁾.

$$\left. \begin{aligned} u_r^R &= u_r^{R(2)}(r_0, \theta) + u_r^{R(3)}(r_0, \theta) + u_r^{R(4)}(r_0, \theta) \\ u_\theta^R &= u_\theta^{R(2)}(r_0, \theta) + u_\theta^{R(3)}(r_0, \theta) \end{aligned} \right\} \dots \quad (3)$$

ただし

$$\left. \begin{aligned} u_r^{R(3)}(r_0, \theta) &= s r_0 (1 + \nu_R) / E_R \cdot \alpha_A (1+k) \\ &\quad - (1-k)(3-4\nu_R) (1-2\nu_R) \cos 2\theta \\ u_\theta^{R(3)}(r_0, \theta) &= s r_0 (1 + \nu_R) / E_R \cdot 2\alpha_A (1-k) \\ &\quad \cdot (3-4\nu_R) (1-\nu_R) \sin 2\theta \\ u_r^{R(4)}(r_0, \theta) &= s r_0 (1 + \nu_R) / E_R \cdot \alpha_B \end{aligned} \right\} \dots \quad (4)$$

すなわち吹付けコンクリートを施工することによって、地山には $u_r^{R(3)}(r_0, \theta)$, $u_\theta^{R(3)}(r_0, \theta)$ の付加変位が生じ、ロックboltの打設によって $u_r^{R(4)}(r_0, \theta)$ の付加変位が生じる。ここで α_A および α_B は次式で与えられる無次元

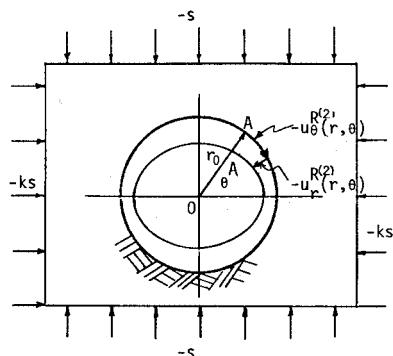


図-1 円孔周辺の変位

化量である⁵⁾.

$$\left. \begin{aligned} \alpha_A &= E_c (1 + \nu_c) / [2 E_R (1 - \nu_R^2)] \cdot t / r_0 \\ \alpha_B &= n A_B \sigma_B / [2 \pi r_0 L s] \end{aligned} \right\} \dots \quad (5)$$

ここに、 t は吹付けコンクリート厚、 E_c , ν_c はおののおの吹付けコンクリートの変形係数、およびポアソン比である。また A_B はロックboltの断面積、 n はトンネル軸方向長さ L に対するロックboltの本数、 σ_B はロックboltの降伏点である。この α_B の値には、その分母に s が入っている。これは地山が深くなるほど α_B の値が小さくなることを意味する。以後、 α_A を構造係数比、 α_B をロックbolt比とよぶ⁵⁾。上記の計算では $t/r_0 \ll 1$ と仮定している⁵⁾。また、式(3)は吹付けコンクリート外壁位置での変位を与えるが、吹付けコンクリート外壁と内壁間の相対変位はほとんど無視できるので、トンネル内壁の変位と同等とみなすことができる。上述の計算は、吹付けコンクリートおよびロックboltを地山掘削直後に施工した場合である。掘削後十分に時間が経過した状態でこれらを施工するとしても、式(2)で表わされる変位がトンネル周辺に発生しており、吹付けコンクリートおよびロックboltに荷重を負担させることはできない。

これらの関係を用いて、地山の変形係数 E_R 、側圧係数 k を以下の方法によって求めた。すなわち、切羽前面の変位量は計測時の変位量と異なるため、図-2に示すように、過去に得られた内空変位量、天端の沈下量の初期変位速度 c_u , c_v に切羽通過後第1回計測時までの時間 t_0 を乗じ、その値に実測された内空変位量 $2u_0$ 、天端沈下量 v_0 の最終実測値を加えて、切羽通過時の内空変位量 $2u_0 + c_u t_0$ 、天端沈下量 $v_0 + c_v t_0$ を定めた⁷⁾。次いでこれらの内空変位量、天端沈下量が、式(3)で求められる変位量と合致するまで収束計算を行い、側圧係数 k 、地山の変形係数 E_R を求めた。計算に際し、上載圧 s は掘削深度から定めるとともに、吹付けコンクリートの変形係数、ポアソン比、地山のポアソン比をそれぞれ、 $E_c = 2 \times 10^4 \text{ kgf/cm}^2$ (19.6 GPa), $\nu_c = 0.17$,

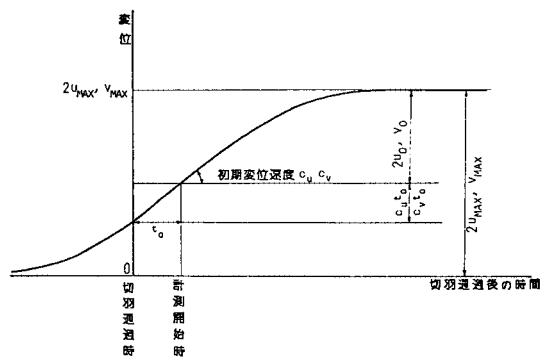


図-2 内空変位と天端沈下量の補正

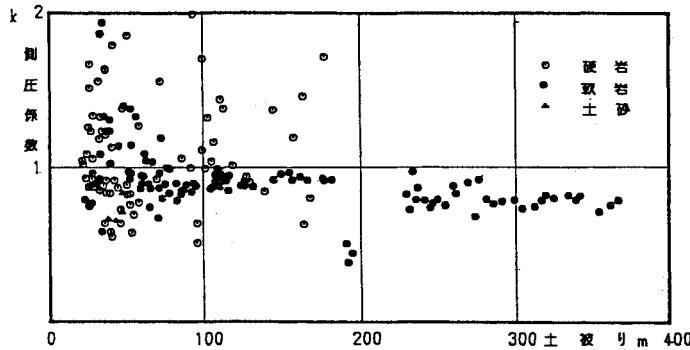


図-3 側圧係数と掘削深度の関係

$\nu_R = 0.2$ と仮定した。

図-2に示すように、地山の変位速度は切羽掘削直後に最も大きく、この期間に周辺地山の変形が大幅に進行する。一方、この期間は吹付けコンクリートが硬化する過程であって、十分材令が進んだ状態でのコンクリートの変形係数の値までは至っていない。吹付けコンクリートの経時変化を求めた参考文献⁸⁾によれば、材令6時間でよそ $E_c = 1.5 \times 10^4 \text{ kgf/cm}^2$ 、材令24時間で $E_c = 2 \times 10^4 \text{ kgf/cm}^2$ 、材令10日で $E_c = 2 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$ 程度であることが報告されている。また参考文献⁹⁾では、多くのトンネル施工に用いられた吹付けコンクリートの物性値を調査し、クリープ、乾燥収縮の影響も考慮して、解析に用いられるべき等価変形係数は材令2~7日では $3.4 \times 10^4 \text{ kgf/cm}^2$ が適当であることを述べている。以上より、ここではトンネル掘進速度と吹付けコンクリートの材令の関係から、吹付けコンクリートの変形係数として $E_c = 2 \times 10^4 \text{ kgf/cm}^2$ を用いた。

図-3はこのようにして求めた側圧係数 k とトンネル掘削深度との関係である。○印は硬岩に、●印は軟岩に、△印は土砂に分類された地山である。

ここで整理したトンネルは、その断面形状がほとんど馬蹄形断面のものであって、円形断面のものではない。したがって、ここで求められた値は、馬蹄形断面のトンネルの内空変位量、天端沈下量を円形断面のトンネルの値として、理論式に適用して得られた値である。図-3からわかるように、求められた側圧係数 k は、軟岩については数例を除いて掘削深度によらずほぼ $0.7 \sim 1.1$ の間にあり、硬岩に比べて応力状態が静水圧分布に近いことを示している。これに対し硬岩では、掘削深度に対する側圧係数 k の変動が大きいが、用いた実測データはいずれも $0.5 < k < 2$ の範囲内に入っている。

地中に働く主応力を地質学的にみると、わが国の東北地域では、一般に東西方向の主応力 σ_1 が最大で、南北方向の主応力 σ_2 がそれに次ぎ、上載圧 s が最小となっ

ている傾向がある ($\sigma_1 > \sigma_2 > s$)。中部地域から近畿地域にかけては、地山がせん断破壊している箇所が多く、東西の主応力 σ_1 が最大であり、南北方向の主応力 σ_2 が最小になっているといわれている ($\sigma_1 > s > \sigma_2$)。また九州地域では、南北方向が引張り応力で東西方向がそれに統く傾向がある ($s > \sigma_1 > \sigma_2$)¹¹⁾。前述までの計算は二次元弾性体として地山をモデル化しているから、水平方向の主応力をそれぞれ $-k_1 s$, $-k_2 s$ とすると、側圧係数は $k = (k_1 + k_2)/2$ で与えられる。この場合、側圧係数は平均的な値であるが、図-3は、その側圧と上載圧との関係を定量的に示したものである。軟岩トンネルにおける側圧は上載圧に等しいか、上載圧よりも少し小さい値であって、上述の地質学的傾向ほどのちからばりがない。その原因として、軟岩はクリープの影響を受けやすく、静

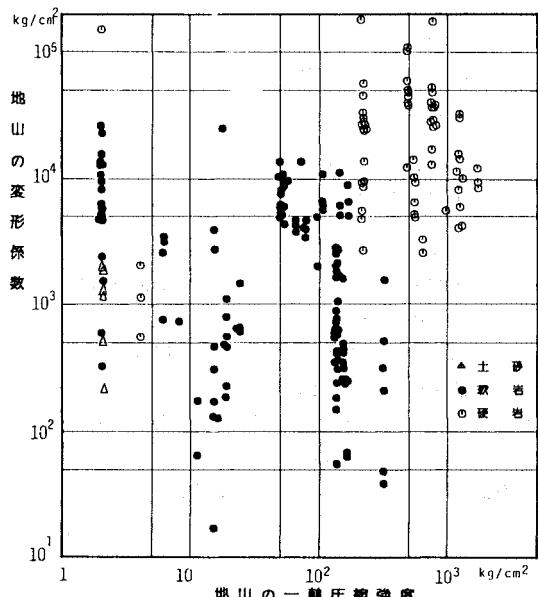


図-4 変形係数と一軸圧縮強度

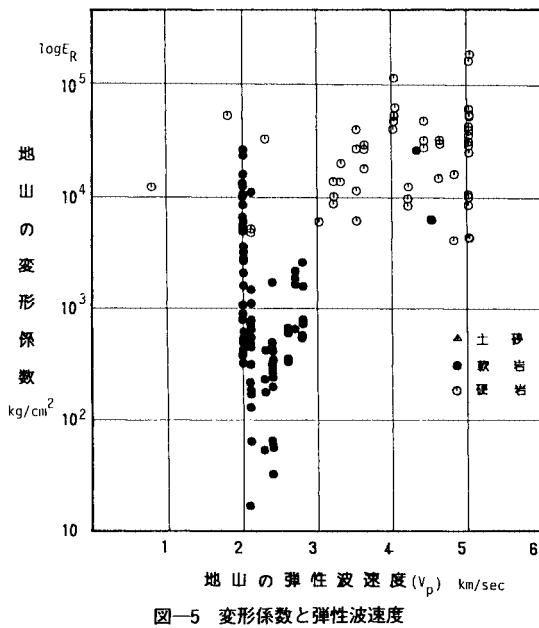


図-5 変形係数と弾性波速度

水圧分布に近づいているものと想像される。

一方上記の手法で求めた変形係数 E_R は $1.78 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2 \sim 20 \text{ kgf/cm}^2$ (166 MPa \sim 2 MPa) の範囲内にある。これらの値はトンネル周辺地山の全体的、平均的な値を示しているものと考えられる。図-4に変形係数と一軸圧縮強度の関係を、図-5に変形係数と弾性波速度との関係を示した。図から明らかなように、地山の変形係数と一軸圧縮強度、あるいは変形係数と弾性波速度の間には著しい相関は認められない。同様に地山強度比と変形係数の間にも相関は認められない。このことは、一軸圧縮強度や弾性波速度、地山強度比の比較的大きな地山が必ずしも大きな変形係数を示すとは限らないことを示している。

3. 形状弹性ひずみエネルギーとトンネル安定の判定条件

トンネル地山を等方性完全弾塑性体とみなすならば、トンネル地山の破壊は地山内に発生する形状弹性ひずみエネルギーが、一定の限界値を超えたときに起きると考えられる⁵⁾。この限界値がいわゆる降伏条件である。多くの降伏条件のうち、代表的なものとして、Von Mises および Drucker-Prager の降伏条件を用いると、それらは以下の式で表わされる⁵⁾。

$$\bar{U}_s = s^2/2 G \cdot (\sigma_y/s)^2/3 \quad (\text{Von Mises}) \dots\dots\dots(6)$$

$$\bar{U}_s = s^2/2 G \cdot 12(\sigma_m \sin \phi - c \cos \phi)^2/[s^2(3 - \sin \phi)^2] \quad (\text{Drucker-Prager}) \dots\dots\dots(7)$$

これが地山に蓄えられ得る最大形状弹性ひずみエネルギーである。ここに G , σ_y , s はそれぞれ地山のせん断

弾性係数、一軸圧縮強度、上載圧である。また、 c , ϕ , σ_m はそれぞれ粘着力、内部摩擦角、平均応力を表わしている。Von Mises と Drucker-Prager の降伏条件の大きな違いは、Drucker-Prager の降伏条件では、形状弹性ひずみエネルギーが平均応力 σ_m の関数で与えられることである。すなわち、Drucker-Prager の降伏条件では、平均応力 σ_m が大きくなるにつれて、あるいは掘削深度が深くなるにつれて、地山に蓄えられ得る最大形状弹性ひずみエネルギーはより大きな値となる。一般に岩石は Von Mises の降伏条件より Drucker-Prager の降伏条件がよく合うとされている。しかし、そのためには粘着力 c 、内部摩擦角 ϕ を必要とするが、これらを決定するには、多くの岩石試験を必要とするため、ほとんどの計測結果には含まれていない。

掘削前に地山に蓄えられている形状弹性ひずみエネルギーを $\bar{U}_s^{(1)}$ で表わすとすれば、 $\bar{U}_s^{(1)}$ は次式のようになる。

$$\bar{U}_s^{(1)} = s^2/2 G \cdot (1-k)^2/3 \dots\dots\dots(8)$$

このときの平均 σ_m は

$$\sigma_m = -(1+2k)s/3 \dots\dots\dots(9)$$

で与えられる。以上より、

$$\Delta U_s^{(1)} = \bar{U}_s - U_s^{(1)} \dots\dots\dots(10)$$

とおくと、この $\Delta U_s^{(1)}$ は掘削前の地山のポテンシャルともいうべき量で、この値が大きければ、それだけ掘削に適した地山であるということができる。また $\Delta U_s^{(1)} < 0$ になれば、掘削前に地山は塑性化していることになる。

図-1に示すように、地山に半径 r_0 の円形トンネルを掘削する場合、トンネルを吹付けコンクリートやロックボルトで支保することなく、切羽が十分進んだ状態では、地山に発生する形状弹性ひずみエネルギー $U_s^{(2)}$ は次式のように表わされる。

$$\begin{aligned} U_s^{(2)} = & s^2/2 G \cdot [(1+k)^2(1+3x^4)+3(1-k)^2 \\ & \cdot (1+4x^2-2x^4-12x^6+9x^8)+2(1-k) \\ & \cdot (1+k)(5x^2-6x^4+9x^6)\cos 2\theta-8(1-k)^2 \\ & \cdot (3x^2-5x^4)\cos^2 2\theta]/12 \dots\dots\dots(11) \end{aligned}$$

ただし、 $x = r/r_0$ である。この形状弹性ひずみエネルギー $U_s^{(2)}$ はトンネル周壁位置 ($x=1$) で最大となり、そのときの値は、

$$U_s^{(2)} = s^2/6 G \cdot [(1+k)+2(1-k)\cos 2\theta]^2 \dots\dots\dots(12)$$

となる。またこのときの平均応力 σ_m は

$$\sigma_m = -s/3 \cdot [(1+k)+2(1-k)\cos 2\theta] \dots\dots\dots(13)$$

となるから、 $x=1$ のとき、Drucker-Prager の降伏条件に対する \bar{U}_s の値は

$$\begin{aligned} \bar{U}_s = & s^2/2 G \cdot [2(1+k)\sin \phi + 4(1-k)\cos 2\theta \sin \phi \\ & + 3(2c/s)\cos \phi]^2/[3(3-\sin \phi)^2] \dots\dots\dots(14) \end{aligned}$$

で与えられる。Von Mises の降伏条件に対しては、 \bar{U}_s の値は σ_m によって変わらないから、式 (6) をそのまま用いればよい。以上より地山のポテンシャル $\Delta U_s^{(2)}$ が

$$\Delta U_s^{(2)} = \bar{U}_s - U_s^{(2)} > 0 \quad \dots \dots \dots \dots (15)$$

であれば、トンネルは無支保の状態で自立する。しかし、 $\Delta U_s^{(2)} < 0$ の領域ではトンネルが自立するためになんらかの支保工を設けなければならない。

図-6は掘削前に塑性化している領域、掘削後無支保でも自立する領域を示したものである。図の縦軸は地山強度比 σ_y/s 、粘着力比 $2c/s$ にとっている。掘削前にすでに塑性化している領域は式(10)の $\Delta U_s^{(1)}$ が負となる領域であり、図の下方に示されている。掘削後無支保でも自立する領域は式(15)の関係が成立すればよい。図中実線が Von Mises の降伏条件に対応し、一点鎖線が Drucker-Prager の降伏条件に対応する。式(12)の関係より側圧係数 $k < 1$ の場合は常に $\theta = 0^\circ$ (側壁) で最初に塑性化は始まり、 $k > 1$ の場合には、 $\theta = 90^\circ$ (天端) で塑性化が始まる。Drucker-Prager の降伏条件を用いた場合には、地山の内部摩擦角によって境界は変化するが、Von Mises の降伏条件から得られた境界は常にそれより安全側の判定になる。図中○印、●印、△印はそれぞれ計測結果から算出した硬岩、軟岩、土砂地山での関係を示したものである。Von Mises の降伏条件に対して、硬岩のトンネル 66 例のうち、2 例を除いて無支

保で自立するのに対し、軟岩に対するトンネル 130 例のうち、72 例が吹付けコンクリートとロックボルトで支保する必要があることを示している。また土砂トンネルはすべて支保を必要とする領域に入っている。Von Mises の降伏条件に従えば、掘削前に塑性化した領域に掘削されたトンネルが 7 例存在するが、Drucker-Prager の降伏条件で判定すれば、この領域は塑性化していることにはならない。

過去に施工されたトンネルについて、構造係数比 α_A 、ロックボルト比 α_B の値の分布を次に調べた。図-7(a)は構造係数比 α_A の分布を示す柱状図である。ただし、ここでトンネルの平均的な断面半径 r_0 はトンネルの掘削断面積 A を求め、これより $r_0 = \sqrt{A/\pi}$ の関係から定めている。202 例のトンネルのうち、174 例が $0 < \alpha_A < 1$ の範囲内にあり、特に硬岩の地山に対しては、66 例のうちそのほとんどがこの範囲にある。そこで $0 < \alpha_A < 1$ の範囲内について、さらに構造係数比 α_A の分布を求め、図-7(b)に示した。硬岩トンネルの 56 例が $\alpha_A < 0.1$ の範囲内にある。図-6 からも明らかなように、本研究の対象とした現実の硬岩地山トンネルは、無支保でも塑性化することがないことを考へると、十分安全な値である

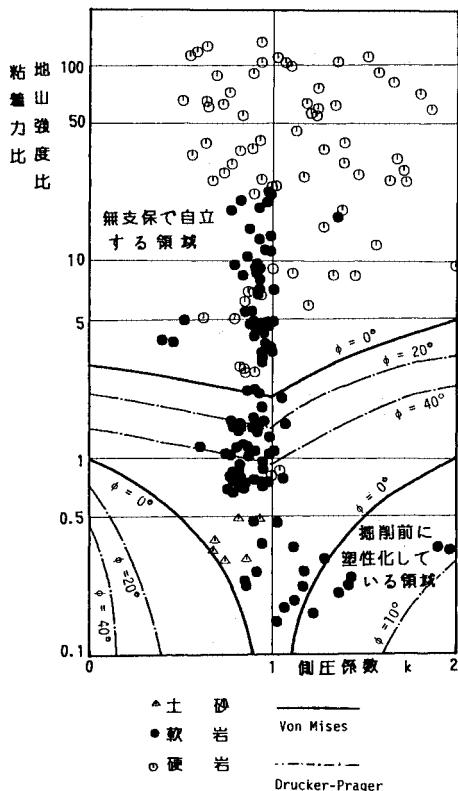


図-6 掘削前に塑性化している領域、掘削後無支保で塑性化する領域

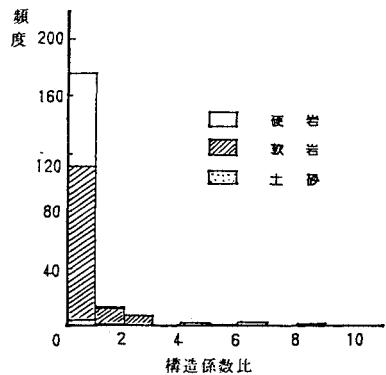


図-7(a) 実測値にみる構造係数比の分布

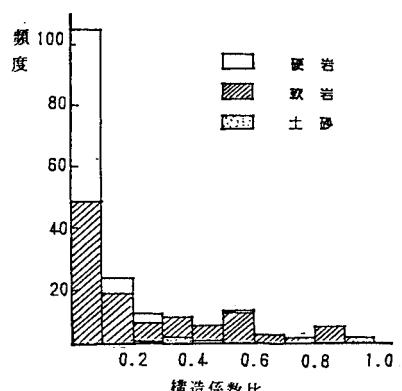


図-7(b) 実測値にみる構造係数比の分布

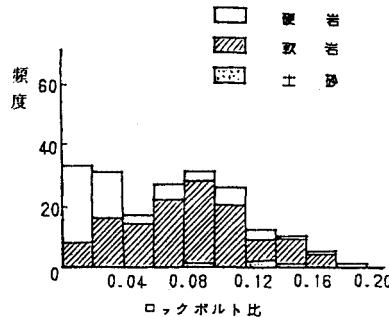


図-8 実測値にみるロックボルト比の分布

とみなすことができる。これに対し、軟岩地山のトンネルでは、構造係数比 α_A の分散が大きく、平均的な値を定めることは困難である。

次に、実際に使用されたロックボルトの本数 n 、断面積 A_B 、ピッチ L を用いてロックボルト比 α_B の値を求めた。ここでは、ロックボルトの降伏点を一律に $\sigma_b = 3720 \text{ kgf/cm}^2$ (365 MPa) にとっている。ロックボルトの打設ではトンネル周壁にロックボルトを均等に配置することではなく、特にインパート部には使用されない場合が多いが、ここではインパート部も含めたトンネル周壁全体に対して平均的な値に換算している。図-8 は実測データから求めたロックボルト比 α_B の分布を示す柱状図である。硬岩トンネルの平均値が $\alpha_B = 0.056$ に対し、軟岩トンネルでは $\alpha_B = 0.087$ であり、両者の間には著しい違いはみられない。

掘削直後、切羽の位置に厚さ t の吹付けコンクリートを施工する場合、改善される形状弾性ひずみエネルギー $U_s^{(3)}$ はトンネル外壁位置で次のように表示される⁵⁾。

$$U_s^{(3)} = s^2/2 G \cdot \alpha_A [3(1+k)^2 + (1-k)(1+k) - 6 + 7(3-\nu_R) \cos 2\theta + 14(1-k)^2(3-4\nu_R) \cdot \cos^2 2\theta]/3 \quad (16)$$

またロックボルトを打設することによって改善される、

トンネル外壁位置での形状弾性ひずみエネルギー $U_s^{(4)}$ は次式で表わされる。

$$U_s^{(4)} = s^2/2 G \cdot \alpha_B [(1+k) + 2(1-k) \cos 2\theta] \quad (17)$$

ただし、上式の計算では構造係数比 α_A 、ロックボルト比 α_B は十分小さな値と仮定している。

以上のように、掘削直後に吹付けコンクリートを施工し、さらにロックボルトの打設を行ったとすれば、地山のポテンシャルは、

$$\Delta U_s^{(3)} = \overline{U}_s - (U_s^{(2)} - U_s^{(3)} - U_s^{(4)}) \quad (18)$$

となる。上式で右辺の括弧でくくられた項が掘削によって地山に発生する形状弾性ひずみエネルギーである。この項が零、すなわち $U_s^{(2)} = U_s^{(3)} + U_s^{(4)}$ であれば最も理想的なトンネル施工が可能で、掘削後もトンネル周辺の地山は掘削前の状態と変わらないが、そのためには吹付けコンクリートおよびロックボルトによる支保工が完全に剛なものでなければならぬ。現実にはこのようなトンネル施工は不可能であり、常に中括弧でくくられた項は正の値となる。一方、 $U_s^{(3)}$ や $U_s^{(4)}$ の値が小さいときには吹付けコンクリートやロックボルトを施工しても地山の形状弾性ひずみエネルギーを減少させる効果が少ない。そこで支保の効果を示す値として次式を定義する。

$$\text{支保効率} = \sqrt{(U_s^{(3)} + U_s^{(4)}) / U_s^{(2)}} \quad (19)$$

前述のように式 (19) の分子は $U_s^{(2)}$ を越えることがないから、常に支保効率は 1 以下の値をとる。また無支保の場合は $U_s^{(3)}, U_s^{(4)}$ が零となって、支保効率も零となる。右辺が 1/2 乗で表わされているのは、この支保効率を変位または応力の無次元量で表示するためである。

図-9 はこの支保効率と変形係数の関係を実測値から求め、図示したものである。ただし、上記の計算では地山のポアソン比を $\nu_h = 0.2$ 、コンクリートのポアソン比を $\nu_c = 0.17$ にとり、エネルギーについて線形項以上の高次の項の影響も考慮している。○印は硬岩を、●印は軟岩を、△印は土砂を表わしている。この図から明らかのように、支保効率は変形係数の低下とともに増大し、

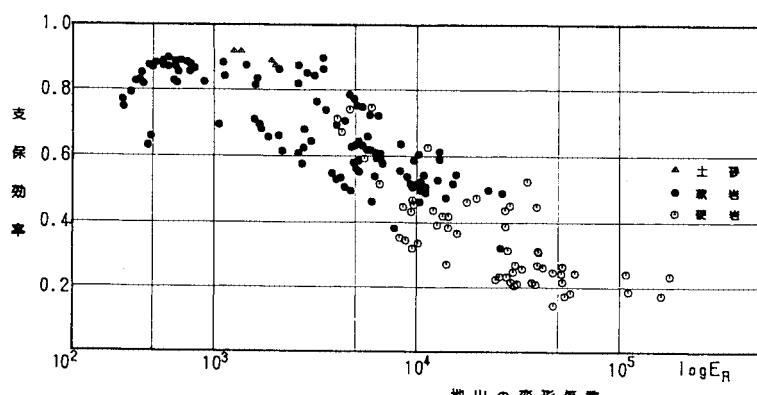


図-9 支保効率と変形係数

その上限は 0.9 程度と考えられる。しかし、硬岩では一般に支保効率が低い値になっている。これは、硬岩では軟岩に比べて吹付けコンクリートやロックボルトの施工によって改善される形状弹性ひずみエネルギー $U_s^{(3)}$, $U_s^{(4)}$ の値が低いことによるものと考えられる。以上より、吹付けコンクリートとロックボルトによって支保する工法は軟岩地山に対して効果的であるが、硬岩地山に対しては必ずしも効果的であるとはいえない。むしろ硬岩地山では図-6 にみると、本来地山強度比や粘着力比が大きいため、地山のポテンシャル \bar{U}_s によって安定性が保たれていると考えられる。硬岩地山では、むしろゆるんだ岩石の吊下げ効果や肌落ち防止効果を吹付けコンクリートとロックボルトに期待しているものと考えられる。

吹付けコンクリートとロックボルトを併用するこのようなトンネル工法の安全限界は式 (18) で表わされる地山のポテンシャルが零になるときである。

$$U_s^{(2)} = \bar{U}_s + U_s^{(3)} + U_s^{(4)} \dots \dots \dots (20)$$

すなわち、掘削後地山内に増加する形状弹性ひずみエネルギー $U_s^{(2)}$ が地山の降伏限界値 \bar{U}_s 、吹付けコンクリートおよびロックボルトの施工によって改善される形状弹性ひずみエネルギー $U_s^{(3)}$, $U_s^{(4)}$ の総和に等しくなるときである。この関係が成り立つとき、側圧係数 k 、地山強

度比 σ_y/s 、構造係数比 α_A 、ロックボルト比 α_B の間の関係を先の参考文献⁵⁾から引用し、図-10 に示した。図-10 を事前設計に用いる場合、計測値として側圧係数 k の値が必要になるが、事前設計の段階では k の値は得られていないのが普通である。図-6 よりわかるように、硬岩に対しては吹付けコンクリートまたはロックボルトをほとんど必要としないが、軟岩では必要になる。そこで吹付けコンクリートとロックボルトで支持される工法は主として軟岩地山にのみ有効であるものと考え、以下軟岩を対象に限定して考えることにする。その場合には図-3 より k はほぼ 0.7~1.1 の範囲にある。いま、ここで安全側を考えて、 $k=0.7$ として式 (20) に代入すると、次の関係が得られる。

$$(\sigma_y/s)^2 = 5.29 - 22.4 \alpha_A - 6.9 \alpha_B \dots \dots \dots (21)$$

式 (21) は軟岩に対する安全側のトンネル地山安定条件である。右辺の値が地山強度比の 2 乗以下であれば、トンネルは破壊することはない。この式から判断すれば、トンネルの安定性については地山強度比はその二乗できいている。また吹付けコンクリートは α_A に比例して、すなわち吹付けコンクリートの巻厚 t に比例して補強効果があること、ロックボルトは α_B に比例して、すなわちロックボルトの数量に比例し、トンネルの深さ s に反比例して補強効果が上がる事を示している。 s に反比例するわけであるから、深い所にあるトンネルでは、ロックボルトの効果は小さいものと考えられる。この関係を図-11 に示した。この図からも明らかなように、一般にロックボルトの効果は吹付けコンクリートの効果に比べて著しく低い。図中の参照線を例にとると、地山強度比 $\sigma_y/s=1.5$ の場合、 $\alpha_A=0.115$ のとき、 $\alpha_B=0.06$ と読み取ることができる。この値を式 (5) に代入し、吹付けコンクリートの巻き厚 t 、単位トンネル軸方向長さ当たりのロックボルトの本数 n/L を求めればよい。一例として、地山の単位体積重量 2 t/m^3 、一軸圧縮強度

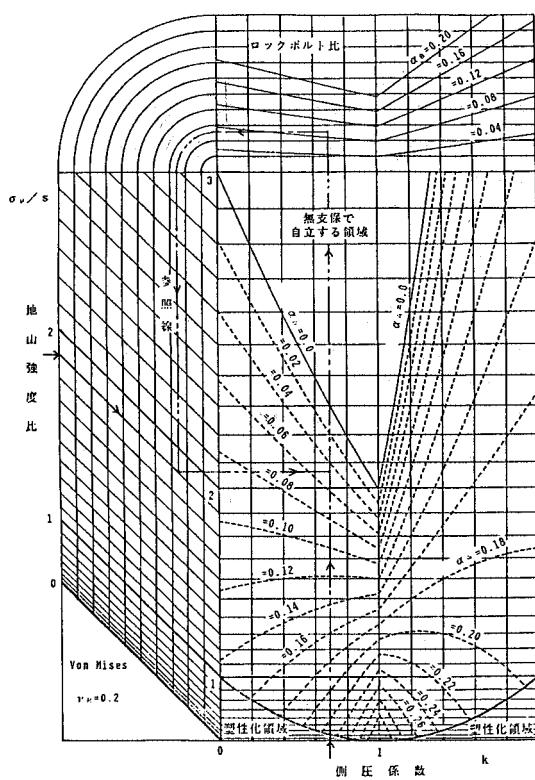


図-10 地山安定のための判定図⁵⁾(参考文献 5) より)

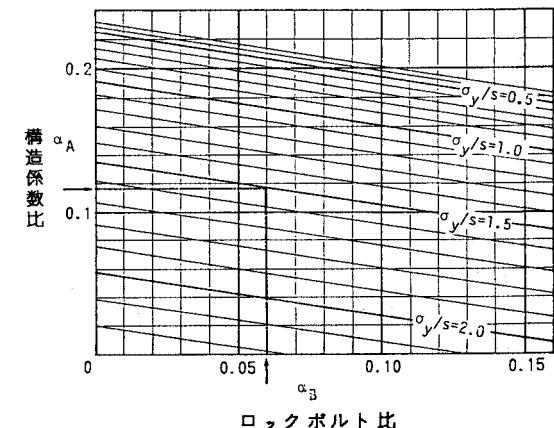


図-11 事前設計のための計算図表

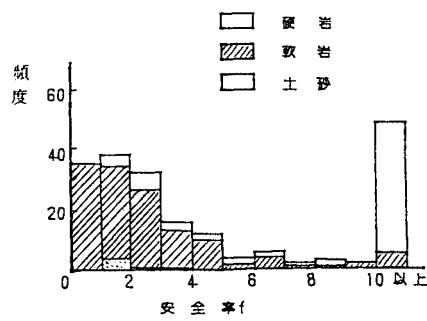


図-12 実測値にみる安全率の分布

15 kg/cm², 堀削深度 50 m の地山 ($\sigma_y/s = 1.5$) に、平均半径 4 m のトンネルを掘削する場合、地山の変形係数 E_R およびボアソン比 ν_R がそれぞれ 2×10^3 kg/cm², 0.2, コンクリートのボアソン比が $\nu_c = 0.17$, ロックボルトの降伏点 $\sigma_b = 3720$ kg/cm², ロックボルトの断面直径 $\phi = 24$ mm であれば、 $t = 7.5$ cm, $n/L = 8$ 本/m となる。これより大きな吹付けコンクリート厚、ロックボルトの本数を用いれば、トンネルは破壊しない。実際にはこれらの値に以下に述べる安全率を掛けた値を用いるべきであろう。

実際のトンネル施工では安全性を見込んで、式(20)の右辺の値は左辺の値よりは大きくなければならぬ。そこで次式で定義される値によって、実際に施工されたトンネルの安全率を算出した。

$$f = \sqrt{(U_s + U_s^{(1)} + U_s^{(4)}) / U_s^{(2)}} \cdots \cdots \cdots \cdots \cdots \cdots \cdots \cdots (22)$$

式(22)がエネルギーの無次元化量ではなく、 $1/2$ 乗となっているのは、支保効率の場合と同じく、一般の安全率が変位または応力の無次元化量で表わされていることによっている。図-12はこの安全率 *f* の分布を示す柱状図である。硬岩、軟岩および土砂トンネルの安全率 *f* の平均値は、おのの 20.28, 2.87, 1.81 の値を示している。硬岩トンネルで安全率が高い理由は本来地山が有するポテンシャルが高いことによっている。また、安全率が大きく変動するのは、トンネル施工に伴う不確定な要素が多いことによるものと判断される。

4. 結論

本研究は吹付けコンクリートとロックボルトを用いたトンネルの計測値から、トンネルに作用する側圧係数と地山の変形係数を求め、トンネルの安定性に影響を与えるパラメーターを実測データから推定するとともに、安全側に定めた側圧係数を用いて、軟岩トンネルに対する事前設計のための公式を提案したものである。得られた結論をまとめると以下のようになる。

(1) 吹付けコンクリートとロックボルトによって支保されるトンネルの内空変位および天端沈下量の計測結果より、側圧係数の推定を行ったが、その結果によれば、硬岩では平均値 1.099、標準偏差 0.364、軟岩では平均値 0.936、標準偏差 0.195 である。軟岩地山での側圧係数 *k* は、ほぼ 0.7~1.1 の範囲に入っており、その掘削前の初期応力状態は静水圧分布に近いものと考えられる。

(2) 吹付けコンクリートとロックボルトで施工されたトンネルの計測データを解析した結果、軟岩地山に対しては、このような工法の効果を期待することができる。この場合、トンネル地山の安全側の判定条件として次式を用いることができる。

$$\begin{aligned} (\sigma_y/s)^2 &> 5.29 - 22.4 \alpha_A - 6.9 \alpha_B \\ \alpha_A &= E_c(1 + \nu_R)/2 E_R(1 - \nu_c^2) \cdot t/r_0 \\ \alpha_B &= n A_B \sigma_B / 2 \pi r_0 L S \end{aligned}$$

ここに E_c, E_R はコンクリートおよび地山の変形係数、 ν_c, ν_R はコンクリートおよび地山のボアソン比、 r_0 はトンネルの半径、 s はトンネルの深さ、 t は吹付けコンクリートの巻厚、 A_B はロックボルトの断面積、 n はトンネル軸方向長さ L に対するロックボルトの本数、 σ_B はロックボルトの降伏点である。

この式によれば、トンネルの安定性は地山強度比の二乗に比例し、吹付けコンクリートの巻厚に比例して大きくなる。一方、ロックボルトの効果はその数量に比例して大きくなるが、トンネルの深さ s に反比例してその効果が低減する。

一方、硬岩地山に対しては吹付けコンクリートとロックボルトで支保する効果は少ない。硬岩地山の安全性はむしろ地山のポテンシャルによるところが大きく、吹付けコンクリートとロックボルトには、ゆるんだ岩石の吊下げ効果や肌落ち防止効果を期待しているものと思われる。

5. あとがき

この研究を行うにあたり、日本国有鉄道鉄道技術研究所地盤防災研究室室長 吉川恵也氏、および主任研究員朝倉俊弘氏に多大なご援助を頂いた。また長岡科学技術大学の池田俊雄教授からは地質学的なご教示を賜った。ここに心から謝意を表する次第である。

補遺 硬岩、軟岩の区別

硬岩、軟岩の区分は地山の弾性波速度による池田の岩盤区分によった。

岩種	地層名、岩石名
硬 A	古生層、中生層（粘板岩、砂岩、れき岩、チャート、輝緑凝灰岩、石灰岩）、変成岩（花こう岩、閃緑岩など）、半変成岩（ひん岩、花こうはん岩、輝緑岩など）、火山岩（粗粒玄武岩、玄武岩など）、変成岩（片岩類、片麻岩、千枚岩、ホルフエンスなど）
岩 B	朝鮮の重い変成岩、細層理の古生層、中生層
C	中生層（頁岩）、火山岩（辰辰岩、石英混面岩、安山岩など）古第3紀の一部（珪質砂岩、珪質頁岩など）
軟 D	古第3紀層～新第3紀層（頁岩、砂岩、れき岩、凝灰岩、角れき凝灰岩など）
岩 E	新第3紀層（泥岩、シルト岩、砂岩、凝灰岩など）
土 砂 F	洪積層～沖積層（粘土、シルト、砂、砂れき、火山灰、火山砂れき、風状堆積物、塵埃堆積物、段丘堆積物、等）

* 池田和彦(1969)トンネルの岩盤強度分類、鉄道技術研究報告

参考文献

- 岡 行俊：薄肉理論とその応用 (1), トンネルと地下, 1976. 4.
- 仲野良紀：水路トンネルの地圧と設計, 農業土木試験所報告, No. 19, 1974.
- 土屋 敬：NATM の設計プログラムの開発, 土木学会論文集, No. 346.

- Nayack, G. C. and Zienkiewicz, O. C. : Conventional from of stress invariant for plasticity, Proc. ASCE., ST. 98, 949-954, 1972, III-1, 1984. 6.
- 西岡 隆・松本嘉司：形状弾性ひずみエネルギーによるトンネル周辺地山の安定解析, 土木学会論文集, No. 376, 1986年10月.
- 池田和彦：トンネルの岩盤強度分類, 鉄道技術研究報告, 1969.
- 吉川恵也ほか：NATM 計測実績の統計分析, 第15回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集, 1983.
- 吉田弥智・柴田 実・須藤英明：高炉セメントを用いた吹付けコンクリートの諸性状について, 第39回土木学会年次学術講演会概要集, 1984. 10.
- 土屋 敬：トンネル設計のための支保と地山の物性値に関する研究, 土木学会論文集, No. 364, 1985. 12.
- 足立紀尚・田村 武・八嶋 厚：薄肉柔支保構造（吹付けコンクリート、ロックボルト）の支保機構に関する実験的研究, 土木学会論文集, No. 358, 1985. 6.
- 齊藤敏明・石田 賀・玉井昭雄・田中 豊：実測結果に基づく地下岩盤内の初期応力状態の検討, 第14回岩盤力学に関するシンポジウム, 1982年2月.

(1986. 6. 4. 受付)