

III-361 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安定解析

○ 筑波大学 正員 西岡 隆
 東京大学 正員 松本嘉司
 建設省 正員 鹿野正人

1. はじめに： 著者らは先の報告 1) でトンネルの安定性が、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から判定できることを理論的に明らかにするとともに、地山を等方性弾性体、トンネル断面を円形と仮定して、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、鉄道トンネル202例の計測値をもちいて現実のトンネルとの対応を調べると共に、事前設計に用いるための慣用公式を求めたものである。

2. 地山の側圧係数と変形係数： 初めにトンネルの内空変位、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。軟岩は数例を除いて掘削深度によらず側圧係数 $k=0.7\sim 1.0$ の近傍にあり、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。一方変形係数は硬岩で $1700\sim 4\text{ kgf/cm}^2$ 、軟岩で $314\sim 2\text{ kgf/cm}^2$ 、土砂で 2 kgf/cm^2 の範囲にある。地山の変形係数と一軸圧縮強度、地山強度比、弾性波速度の間には著しい相関は認められない。

3. 形状弾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見なすならば、トンネル周辺地山の破壊は地山内に発生する形状弾性ひずみエネルギーが、降伏条件から定まる一定の限界値を超えたときに起きると考えられる。この限界値を $\bar{U}_s$ で表す。一方地山に発生する形状弾性ひずみエネルギーを U_s で表すとすれば、 $\Delta U_s = \bar{U}_s - U_s > 0$ であれば、トンネルは自立する。

図2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_v/s 、粘着力比 $2C/S$ にとっている。掘削前に既に塑性化している領域は図の下方に示されている。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。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。これより硬岩に対するトンネル66例の内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例の内、72例が吹付けコンクリートやロックボルト等で支保する必要があることが明らかとなる。また土砂トンネルは全て支保を必要とする領域にはいつている。

4. 支保効率： 掘削直後、切羽の位置に厚さ t の吹き付けコンクリートを施工する場合、改善されるエネルギーを $U_s^{(3)}$ 、また、ロックボルトを打設することによって改善されるエネルギーを $U_s^{(4)}$ とし、無支保の場合のエネルギーを $U_s^{(2)}$ とすれば、地山のポテンシャルは、

$$\Delta U_s = \bar{U}_s - (U_s^{(2)} - U_s^{(3)} - U_s^{(4)}) \quad (1)$$

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エネルギーである。そこで支保の効果を示す値として次式が定義される。

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

上式で右辺の分子は $U_s^{(2)}$ 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。

図3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。この図から明らかに、支保効率は変形係数と共に減少し、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。

5. 事前設計のための判定式と安全率： 吹付けコンクリートとロックボルトを併用する工法の安全限界は式(1)で表される地山のポテンシャルが零になるときである。

$$U_s^{(2)} = U_s + U_s^{(3)} + U_s^{(4)} \quad (3)$$

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。図1より k は0.7~1.0の範囲にあるから、安全側を考えて、 $k = 0.7$ として式(3)に代入すると、次式の関係が得られる。

$$(\sigma_y/s)^2 = 5.29 - 22.4\alpha_A - 6.9\alpha_B \quad (4)$$

α_A 、 α_B は次式で与えられる無次元化量である。

$$\alpha_A = \frac{E_C(1+\nu_R)t}{2E_R(1-\nu_C^2)r_B}, \quad \alpha_B = \frac{nA_B\sigma_B}{2\pi r_B L S} \quad (5)$$

式(5)は軟岩に対する安全側のトンネル地山安定条件である。実際のトンネル施工では安全性を見込んで、式(3)の右辺の値は左辺の値よりは大きくなければならない。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。

$$f = \sqrt{(U_s + U_s^{(3)} + U_s^{(4)})/U_s^{(2)}} \quad (6)$$

図4はこの安全率 f の分布を示す柱状図である。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依っている。

6. 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。ここに心から謝意を表する次第である。

参 考 文 献： 鹿野正人、西岡 隆、松本嘉司、「形状弾性ひずみエネルギーに基づくトンネル周辺地山の応力状態の推定に関する研究」第40回土木学会年次学術講演会概要集

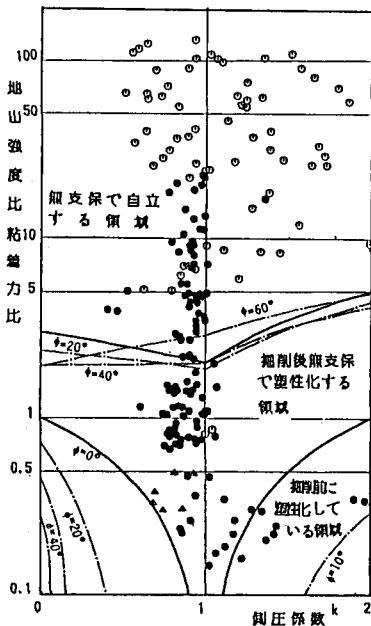


図2

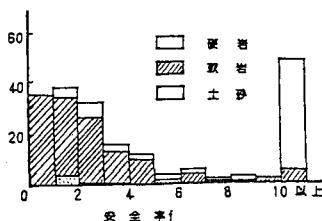


図4 実測値に見る安全率の分布

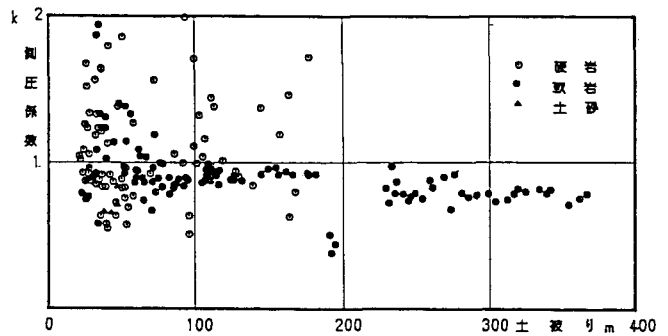


図1 側圧係数と掘削深度の関係

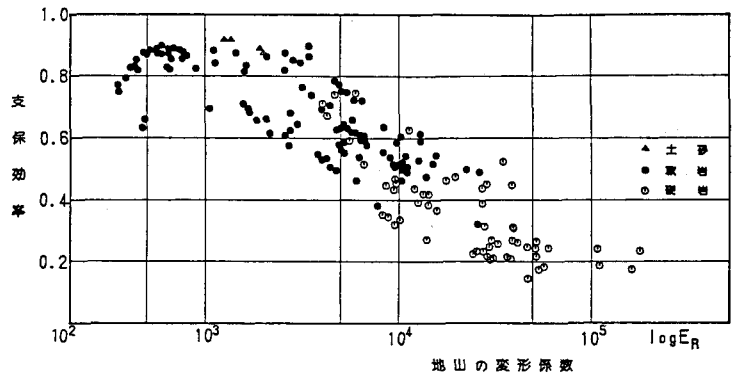


図3 支保効率と変形係数