

III-368 軟岩地山トンネルの安定についての考察

日本鉄道建設公団 正会員 土居 則夫

西松建設技術研究部 正会員 西平 福宏、稲葉 力

西松建設技術研究部 正会員 平田 篤夫、石山 宏二

はじめに

近年、都市部近郊の土丹・泥岩層に山岳工法でトンネルを掘削したり、あるいは土被りの大きい軟岩層中でのトンネル掘削が増加している。

著者らは、非常に膨張性が大きい北越北線鍋立山トンネルの施工についての考察から、切羽等における膨大な押し出しは、地山強度比の低下等によるものであると考えている。このようなトンネルの安定に関して、Davisらの考えを基に考察した。模型実験の結果求まった安定係数と実際の施工により推定された安定係数をDavisらの結果と比較した。

安定係数について

Broms と Bennermark は C/D によらず安定係数を6としていたが、Davis et al は1980年に図1. の安定係数を下界定理から与えた。図中の (○) は Kimura and Mair (1981) が模型実験によって求めたものである。ここに、 D : トンネルの直径、 P : 無支保区間の長さである。 C/D は土被りと直径の比である。軟岩中の深いトンネルにおいては無支保のトンネルは考えられないから、実施工においては支保をしたトンネルの切羽の安定問題 ($P/D = 0$) が重要である。

$$N = [\sigma_s - \sigma_T + \rho g (C + D/2)] / C_u$$

ここに、 σ_s : 地表に加えた均一荷重

σ_T : トンネル内の流体圧

この式によると、山岳トンネルでは通常 σ_s も σ_T も考える必要がないだろうから、安定係数は土被り圧と粘着力の比だけになる。また、土被りが大きい場合には補助工法として、圧気工法、泥水シールド工法等の工法は効果的ではなく、むしろ地山の強度を改良することが必要であることがわかる。

無支保の場合、上界定理に用いる破壊モードとして、Davis は図2. の (a) と (b) を示している。土被りがより大きいときは (b) が正解に近い。盤ぶくれを考えると、可能性のあるモードだが、果して土被りが大きい場合にこのようなモードになるかどうか不明である。

さらに、支保のある場合の破壊モードとして図3. を示している。このモードは土被りが大きい場合は

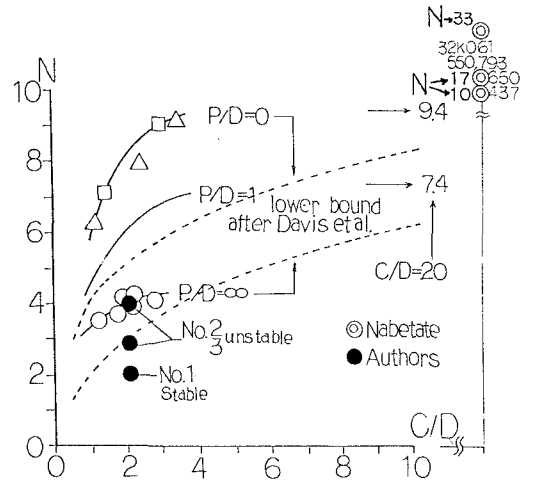


図1. Davis et al (1980)による下界定理から求めた安定係数と Kimura and Mair (1981)の実験結果の比較

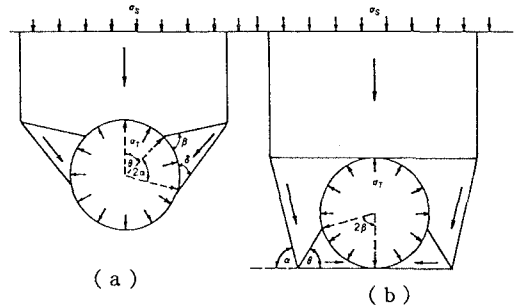


図2. 上界定理の計算に用いる破壊モード

起こりそうにないと考えられる。Davisの検討でも、下界定理の解とのかい離が大きい。

2 次元弾性式の考察

平面応力状態で半無限地盤に円孔をあけた場合、孔壁における半径方向変位は次式で与えられる。ただし、側圧係数は1とする。

$$U_r = - \frac{s \cdot r_0 \cdot (1 + \nu)}{E} \quad r_0: \text{トンネル半径} \\ -s: \text{土被り圧}$$

ここで、 $\nu=0.33$ 、 $E=200 \text{ qu}$ (400 Cu) とすれば、次のように変形できる。

$$(U_r / r_0) \cdot 100 = (-s / \text{Cu}) \cdot 0.333$$

つまり、トンネルが不安定になるのは、坑壁の変位が安定係数の1/3で表される変位（%）になったときであることになる。このように安定係数を、トンネルの変位に換算して考えることができる。

実験および施工のデータと安定係数

表は北越北線鍋立山トンネルの地山試料の物理・力学特性の試験結果の一覧表である。この中で切羽および側壁の押し出しが大きく施工が困難になった（トンネルの実質的な不安定と考える）と思われるのは、32k061と32k437以降である。同一地点で硬い試料と柔らかい試料の結果を示したものがあがるが、より強度の弱い部分で支配されると考え弱い方を採用する。

図1. でわかるように、32k437は安定、不安定の境目にあり、その他の不安定であった地点はいずれも不安定領域にある。鍋立山トンネルの場合一軸圧縮強度（断面の最低でも）が 5 kgf/cm^2 なければ、切羽が自立しないことがわかる。これらの結果はDavisらの上界定理から求めた解と大きく異なっているようで、下界定理の解に近いと考えられる。

同図に著者らの実験結果をプロットした。3回内（すべて最後は素掘りの全段面掘削である）、1回目は坑壁の変位もほとんどなく、坑壁の剥離・肌落ちもなかった。これに対して、2、3回目は、変位も大きく、坑壁の剥離・崩壊が生じたので、これを不安定と判断する。図1. のプロットを見ると、よい一致を見せていると考えられる。

まとめ

浅いトンネルを対象として下界定理から導かれた安定係数と、著者らの関係するトンネルの施工データおよび模型実験のデータと比較した。今回の検討では比較的良好と一致したと考えられる。このような比較はデータが非常に少なく困難であるが、今後、検討不十分の点および上界定理からの検討を含め検討してみたい。

参考文献

- ① W. h. ward, M. J. PENDER: Tunnelling in Soft Ground-General Report ② E. H. DAVIS, M. J. GUNN, R. J. MAIR: The stability of shallow tunnels and underground openings in cohesive material Geotechnique 30, No. 4, 397-416p 1980 ③ 稲葉 力、平田 篤夫、石山 宏二: 「軟岩地山を対象としたトンネル掘削の模擬実験」第20回岩盤力学に関するシンポジウム講演概要集、④ 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 第376号/Ⅲ-6 1986年12月151-159P

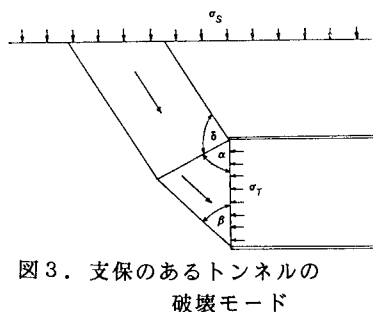


表1. 北越北線鍋立山トンネルの物理・力学試験結果（抜粋）

距 離	單位 體積 重量	含 水 比	C E C	浸 水 崩 壞 度	土 被 り 厚 m	地 山 強 度 比
程	(g/cm ³)	(%)	(meq/100g)			
31k550	2.180	17.0	32.6	b	100	4.03
31k700	2.140	16.4	39.4	b	125	2.34
31k850	2.070	20.6	34.8	b	135	1.42
32k300	2.006	25.6	38.9	b	160	1.18
32k302	2.013	25.1	---	b	160	---
32k061	1.870	29.9	48.0	b	160	0.06
33k100	1.986	24.8	37.3	b	170	1.11
33k157	1.940	22.9	50.0	b	150	0.16
33k204	1.975	22.9	39.0	b	140	0.11
33k560	2.051	20.8	42.8	b	136	0.80
33k580	2.003	21.0	45.0	b	130	0.80
33k600	2.041	21.0	43.1	b	130	0.82
34k100	2.072	19.5	44.2	b	120	1.82
32k437 硬 軟	2.049	19.6	34.0	b	160	0.85
32k550 硬 軟	2.084	20.6	38.2	b	160	0.20
	1.948	24.8	23.9	b	160	0.42
	1.926	25.1	16.1	b	160	0.08
32k650	1.960	25.1	36.0	b	160	0.12
32k793	1.847	28.2	44.2	b	160	0.07