

トンネル安定解析における特性曲線の解釈

京都大学工学部 ○谷 本 親 伯

〃 畠 昭治郎

〃 荻 谷 敬 三

1. 緒 論

合理的なトンネルの支保を考察する上で、支保に作用する荷重(p_i)と周辺地山の変形との関係を示す特性曲線が必要となる。NATMでは、いわゆるFenner-Pacher曲線が代表的なものであるが、個々のプロジェクトに対し具体的に特性曲線を描き、支保荷重の極小点を決定した報告は少ない。また、トンネル周辺に発達する非弾性域がロックボルトや吹付コンクリートといった人工的な支保工の作用によって、どのような支持リングを構成しているかといった課題についても定量的な検討が見当たらない。地山は様々な挙動を示すので、わずかなパラメータだけで描いた特性曲線は、ごく定性的な傾向しか示し得ないが、現場計測は種々の未知因子を含みながらも現実的な特性曲線を設定する情報を与えてくれる。筆者らは、この特性曲線の評価にあたっては一律に論ずるべきではなく、トンネルに関するいくつかの地山分類に対応する地山の力学的要因を設定し、ある程度対象物を絞った上で検討すべきであると考え。ここに、膨張性泥岩と称せられる地山強度比が0.5程度の、均質で連続的な軟質地山中に掘削されるトンネル周辺の非弾性領域の発達過程と特性曲線を考察したので、これを報告する。

2. トンネル周辺に発達する非弾性領域・特性曲線・許容変位量

ある初期応力状態にある地山中にトンネルを掘削すると、応力状態が変化し、弾性限界を越えるひずみが生ずるとトンネル周辺に非弾性領域が発生する。Talobre(1957)やRabcewicz(1957,1964)は、静水圧的初期応力下の円形トンネルに関するFenner(1938)の式を用いて、支保工荷重と非弾性的領域との関係を検討した。Fennerの式は、モール・クーロン型の降伏条件を採用し、次に示すようである。

$$p_i = -C \cot \phi + (C \cot \phi + p_0 (1 - \sin \phi)) \left(\frac{a}{R} \right)^{2 \sin \phi / (1 - \sin \phi)}$$

ここに、 a ：トンネル半径、 R ：中心から弾性域境界までの距離、 p_0 ：静水圧的初期応力である。

また、Kastner(1962)は、この式に基づくトンネル周辺の応力状態を計算している。Pacher(1964)は、Talobre-Fenner曲線($p_i - \Delta R$)に対し、数々のトンネルで得た観察から壁面変位 ΔR がある限界を越えると、地山のゆるみ現象により支保工荷重は増大すると指摘し、採用すべき支保工の剛性と施工時期について総括的な説明を行った。これが、Fenner-Pacher曲線である。この曲線上で p_i が極小となる点を具体的に決定することが、設計や施工管理の上で大きな課題となっている。岡(1977)は、ひずみの増大に伴う C 、 ϕ の変化を考慮して弾塑性解析に基づく p_i 、 $\min$ の算出方法を提案した。また、AFTESによるCCMバリ会議(1978)では、欧米で提唱されている特性曲線を収集し討議を行った。一方、現場計測やモデル実験によりMüllerやSauer(1978)は変形量の小さな範囲で、 $p_{i, \min}$ が存在することを確認している。Pacherらの説明と比較すると、 $p_{i, \min}$ が2ヶ所あることを示唆している。(Sauer谷本, 1981)

さて、欧米で発表された論文から、トンネルの安定問題で取り上げられた変形量あるいはトンネル直径 D に対するコンバージェンスの比率($\Delta D/D$)に着目すると、ほとんどが50 mm(コンバージェンスでは100 mm)以下あるいは $\Delta D/D < 1.5\%$ であり、断層破砕帯での少数の例でその倍の量である。その他では、Arlbergトンネルでの500 mm($\Delta D/D \cong 4.2\%$)である。Fenner-Pacher曲線においても、Pacherは $\Delta R = 30 \sim 40$ mmの位置に極小点を想定している。さらに、Pacherの説明図では、 ΔR を示す横軸は対数表示であり、普通目盛で示すと、極小点までの特性曲線は急激に減少する傾向を示す。また、Cording(1977)もワシントンの地下鉄工事で極小点がごく小さな変形内に存在することを確認している。

一方、室内試験で得られる材料特性に着目すると、一軸試験や三軸試験(20 kg/cm²以下の拘束圧下)により得ら

れたピーク強度に対応するひずみ量は0.5～0.8%以下である。また、ピーク強度後の挙動や原位置試験の結果から判断すると、地山材料にはひずみの許容限界が存在し、支保工の耐力(p_t 換算で、高々20 kg/cm²)を考慮すれば、トンネルでは最高4～5%が許容限界と推定される。

トンネル切羽の進行や地山挙動の時間依存性の程度により、トンネルの変形量は増大するが、支保工により地山内部に新しいつり合い状態が発生した時点で変位は収束する。これを変位測定や変位速度を測定することにより確認している訳である。これに対し、日本ではNATMが普及して以来、上に述べた量を越える変形量を想定して施工されている気配がある。これについて次節で考察してみよう。

3. 変形速度と支保工荷重

トンネル切羽の進行に伴う変形挙動や塑性域の発達状態については、いくつかの研究があり、数値解析、モデル実験および現場計測によりその傾向が明らかになってきた。現場計測工法であるNATMでは、掘削初期段階の変位速度から安定したつり合い状態の得られる支保工の規模や設置時期が推定できれば目的に合致する。Pacher(1972)が工事例に基づき、変位速度と支保工荷重との関係を示している。(図-1) これによれば、掘削後数日間は大きな変位速度を示すが、トンネル周辺に支持リングが形成されれば変位速度は急激に減少し、明瞭な変曲点を示す。

これに対し、同じスケールで、日本での計測例をプロットしてみると、図-2(a)のようになり、3 mm/day を越える例がかなり存在する。縮尺を変え、プロットしなおすと、(b)のようになり、変形速度が減少する時点と変形量の程度が分かる。その中で、変形速度のきわめて大きなものは、いわゆるグリーンタフ地帯に掘削されたトンネルであるが、変形量・変位速度ともにPacherの示した例に比べると、大きな相違がある。この原因としてトンネル周辺の支持リングがかなり遅れた時期に形成されていること、支保工の規模が不十分であることが考えられ日本の地質条件に合致した支保工の検討が必要であることを示

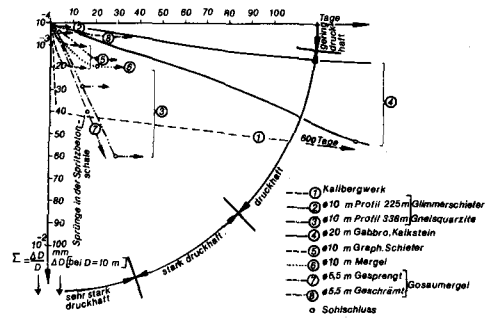


図-1 工事例に基づく変位速度 (Pacherによる)

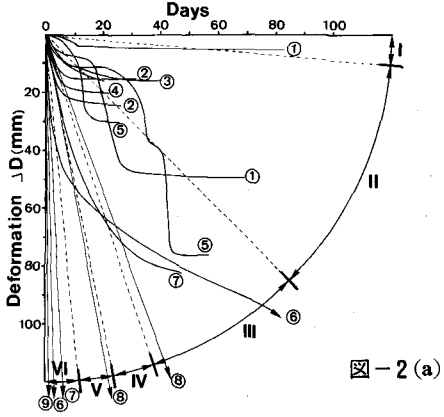


図-2(a)

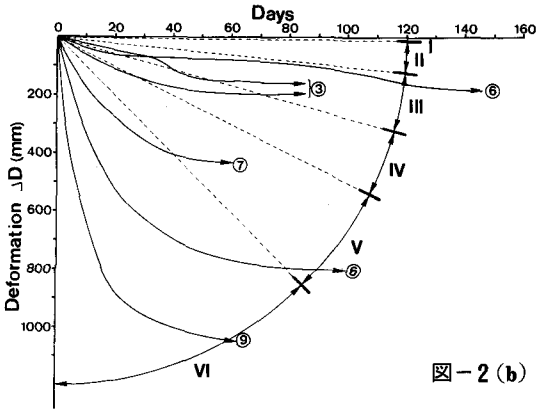


図-2(b)

- ① Takakurayama, slate
- ② Hijirigaoka, sandstone/shale
- ③ Ohnuki, sandy soil
- ④ Usami, solfataric clay(expansive)/altered andesite
- ⑤ Nakanofutamata I, siltstone/mudstone
- ⑥ Komadome, green tuff
- ⑦ Nakayama, green tuff(expansive)
- ⑧ Shirasaka I, mudstone/sandy mudstone
- ⑨ Nabetachiyama, mudstone(expansive)

図-2 日本の工事で観察された変位速度

表-1 支保工荷重と変位速度との関係 (谷本の提案)

Class	Support load	Deformation velocity (mm/day)
I	slight	less than 0.1
II	medium	0.1 - 1
III	heavy	1 - 3
IV	very heavy	3 - 5
V	extremely heavy	5 - 10
VI	exceptionally heavy	over 10

唆している。

Pacher の報告および図-2 から、支保工荷重と変位速度の関係は、表-1 のように分類できるであろう。

4. ひずみ軟化現象を呈する地山中のトンネル周辺の応力・ひずみ・変位の解析

静水圧の初期応力 (p_0) 下でトンネル壁面より外側に塑性流動域、ひずみ軟化域、弾性域が同心円状に発生する場合の円形トンネル (半径 a) 周辺の応力・ひずみ・変位および塑性域は、次の計算式から算出できる。(Tanimoto, 1980) 入力するパラメータは、上記の p_0 , a の他に、弾性係数 E , ポアソン比 ν , 一軸圧縮強度 q_u , ビーク強度での内部摩擦角 ϕ , ひずみ軟化状態を示す負の変形係数 ω , 塑性流動を開始する時点での残留一軸圧縮強度 q_u' , それに対応する残留内部摩擦角 ϕ' , および支保工荷重 (反力) p_i である。なお、ひずみ軟化、塑性流動を開始する条件は、モール・クーロン型である。また、計算で得られる諸量は、塑性流動域の範囲 R_2 , 軟化域・弾性域境界までの距離 R_1 , 壁面変位 u^* , 壁面での応力 σ_i^* , σ_r^* , ひずみ ε_i^* , ε_r^* などである。

Solve the following equation. (S_1 : unknown)

$$A_1 S_1^{-2} - A_2 S_1^{n_2-1} + A_3 S_1^{n_1-1} = 0 \rightarrow S_1$$

where

$$S_1 = R_1 / R_2$$

$$A_1 = (b - dr - er - q_u' - qc + q'er + qfr)(e^2 - df)(n_1 - n_2)$$

$$A_2 = (d + en_1 - q'e - q'fn_1) \{ \{ b - dr - er - (2p_0q + q_u) / (1+q) \} (e + fn_2) - \{ c - er - fr - (2p_0 - q_u) / (1+q) \} (d + en_2) \}$$

$$A_3 = (d + en_2 - q'e - q'fn_2) \{ \{ b - dr - er - (2p_0q + q_u) / (1+q) \} (e + fn_1) - \{ c - er - fr - (2p_0 - q_u) / (1+q) \} (d + en_1) \}$$

$$n_1 = \sqrt{d/f}, \quad n_2 = -n_1$$

$$r = (c - b) / (f - d), \quad b = (k_2 k_4 - k_1 k_5) / (k_2 - k_5)$$

$$c = -(k_1 - k_4) / (k_2 - k_5), \quad d = k_2 k_5 k_6 / (k_2 - k_5)$$

$$e = k_2 k_6 / (k_2 - k_5), \quad f = k_6 / (k_2 - k_5)$$

$$k_1 = \{ 1 + (\omega/E) \cdot (1 - \nu^2) \} q_u$$

$$k_2 = q + (\omega/E) \{ (1 - \nu)q - \nu \} (1 + \nu)$$

$$k_3 = -\omega$$

$$k_4 = \{ 1 + (k_6/E) \cdot (1 + \nu) \} q_u$$

$$k_5 = q + (k_6/E) \{ \nu q - (1 - \nu) \} (1 + \nu)$$

$$k_6 = \omega / \{ q + (\omega/E) \{ (1 - \nu)q - \nu \} (1 + \nu) \}$$

$$q = \tan^2 \alpha \quad \alpha = \pi/4 + \phi/2$$

$$q' = \tan^2 \alpha' \quad \alpha' = \pi/4 + \phi'/2$$

$$q_u = 2ctan\alpha$$

To obtain the value of S_2

$$S_2 = \{ \{ c + e(\alpha_1 + \beta_1 - r) + f(\alpha_1 n_1 + \beta_1 n_2 - r) - q_u' / (1 - q') \} / \{ p_i - q_u' / (1 - q') \} \}^{1/(q' - 1)}$$

where

$$S_2 = R_2 / a$$

$$\alpha_1 = (A_8 - A_9) / A_{10}$$

$$A_8 = \{ b - dr - er - (2p_0q + q_u) / (1+q) \} (e + fn_2)$$

$$A_9 = \{ c - er - fr - (2p_0 - q_u) / (1+q) \} (d + en_2)$$

$$A_{10} = (e^2 - df)(n_2 - n_1) \cdot S_1^{n_1-1}$$

$$\beta_1 = (A_{11} - A_{12}) / A_{13}$$

$$A_{11} = \{ b - dr - er - (2p_0q + q_u) / (1+q) \} (e + fn_1)$$

$$A_{12} = \{ c - er - fr - (2p_0 - q_u) / (1+q) \} (d + en_1)$$

$$A_{13} = (e^2 - df)(n_1 - n_2) \cdot S_1^{n_2-1}$$

To obtain the strains, stresses and displacement of the wall.

$$\varepsilon_i^* = (\alpha_1 + \beta_1 - r) S_2^2, \quad \varepsilon_r^* = -\varepsilon_i^*$$

$$\sigma_i^* = q_u' / (1 - q') + q' \{ p_i - q_u' / (1 - q') \}$$

$$\sigma_r^* = q_u' / (1 - q') + \{ p_i - q_u' / (1 - q') \}$$

$$u^* = \{ (\alpha_1 + \beta_1 - r) - p_0 / 2(\lambda + \mu) \} S_2^2 \cdot a$$

$$\varepsilon_p^* = \varepsilon^* - \varepsilon_\theta^*$$

$$\varepsilon^* = \varepsilon_i^* - \varepsilon_r^* \quad \varepsilon_\theta^* = (\sigma_i^* - \sigma_r^*) / 2\mu$$

5. ひずみ軟化現象を示す地山での $p_{i,min}$ の推定

$a = 5 \text{ m}$, $p_0 = 20 \text{ kg/cm}^2$, $E = 2000 \text{ kg/cm}^2$, $\nu = 0.3$, $q_u = 10 \text{ kg/cm}^2$, $\phi = 20^\circ$, $\omega = 800 \text{ kg/cm}^2$, $q_u' = 2 \text{ kg/cm}^2$, $\phi' = 10^\circ$ なる条件下で、種々の p_i に対する円形トンネル周辺の地山の応力変化は、すでに発表している (Tanimoto, 1980) が、弾性域・ひずみ軟化域境界およびひずみ軟化域・塑性流動域境界での応力は、いかなる p_i に対しても変化せず、ひずみ軟化域および塑性流動域の範囲が変化する。これは、トンネル壁面から弾性域境界までの範囲が支持リングとして、弾性域から作用する荷重とつり合いを保っていることを示している。もし、地山強度比のきわめて小さな条件下で、 p_i を減少させ、大変形を許すとすれば、トンネル壁面は内側に変位し続け、トンネル空間が無くなり

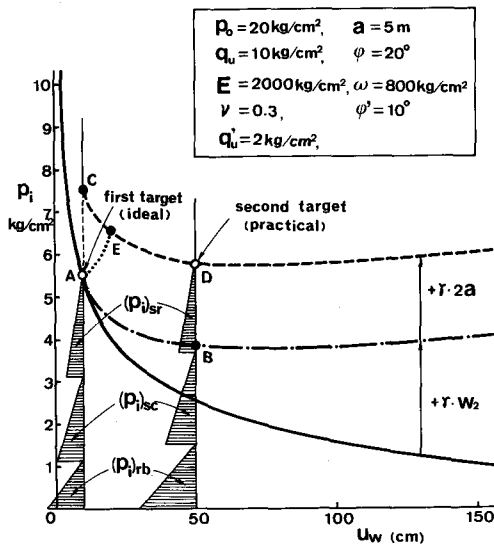


図-3 支保工荷重と壁面変位との関係

点の状態になるまで進行するであろう。地山強度比 $O_f = 0.5$ に対応する壁面変位 20 と P_i との関係は、図-3 に示される。同時に、同条件下での材料試験(三軸試験)の状態と対比し、応力・ひずみ関係を考慮してみると、図-4 のようになる。トンネル掘削による応力変化は、拘束圧一定下で得られた $\sigma - \epsilon$ 曲線群をつぎつぎに移動し、 $P_i(\sigma_3) = 5.5 \text{ kg/cm}^2$ なる拘束圧下で塑性流動を開始し、その時の軸ひずみ ϵ_1 は 2.3% でトンネル壁面変化量は 10 cm であることが判明する。このような関係により地山を構成する材料の $\sigma - \epsilon$ 関係から許容ひずみ量を決定すれば、壁面変位をモニターすることにより、支保工荷重を算定し、変形許容量を決定できる。

また、トンネル周辺に発生する塑性流動域はきわめて不安定な状態で、拘束圧 P_i のわずかな変化でその領域が急増し、不安定な状態がさらに進行する。このような塑性流動域に対し、重力場を考えると、かなり流体的な挙動を示し、覆工に対して流体圧の作用を仮定し、クラウン部に $(\text{流動域の幅 } w_2) \times (\text{単位体積重量 } \gamma)$ なる圧力、そしてインバート部には $(w_2 + 2a) \times \gamma$ なる圧力が P_i とともに作用するとも考えられる。(図-5)

強破碎帯や低地山強度比中のトンネルでのインバート部の隆起現象と対比させると現実性が認められる。したがって、図-3 からクラウン部については B 点に、インバート部に対して A 点および D 点の 2 点が $P_{i, \min}$ に相当すると考えられる。

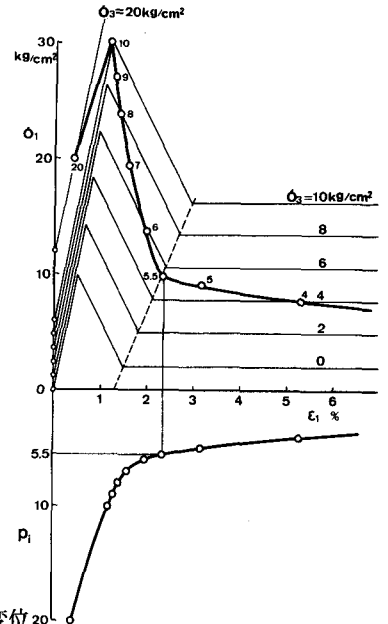


図-4 トンネル掘進過程と三軸試験との対応

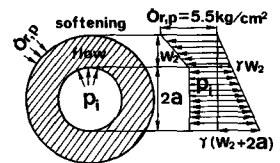


図-5 塑性流動による流体圧の作用

参考文献

- CCM-パリ会議(1978): Conference on Convergence-Confinement Method, Paris, Oct. 26: J. of Tunnels et Ouvrages Souterrains, AFTES, No. 32, 1979.
- Cording, E. J. (1977): Observation for shallow chambers in rock, Int. Symp. on Field Measurement in Rock Mech., Zurich, April 4-6.
- Fenner, R. (1938): Untersuchungen zur Erkenntnis des Gebirgsdruckes, Santiago and Essen.
- Kastner, H. (1962): Statik des Tunnel- und Stollenbaues, Berlin.
- Müller, L., G. Sauer, M. Varder (1978): Dreidimensionale Spannungsumlagerungsprozesse im Bereich der Ortbrust, Rock Mech., Suppl. 7.
- 岡行俊(1977): NATMにおける支保理論, 施工技術, 10-11, pp. 6-12.
- Rabcewicz, L. v. (1957): Die Ankerung im Tunnelbau ersetzt bisher gebräuchliche Einbaumethoden, Schweiz Bauztg, 75, 123-31.
- (1964): The New Austrian Tunnelling Method, Water Power, 16, November/December.
- Pacher, F. (1964): Deformationsmessungen im Versuchsstollen als Mittel zur Erforschung des Gebirgsverhaltens und zur Bemessung des Ausbaues, Felsmech. u. Ing. Geol., Suppl. I, S. 149-161.
- (1972): Erfahrungen mit Gebirgsdruckmessungen bei österreichischen Verkehrstunnelbauten, Int. Symp. f. Untertagebau, Luzern, S. 381-391.
- Sauer, G., 谷本親伯(1981): 応力測定と掘削による応力再配分過程, トンネルと地下, 12-4, pp. 57-64.
- Talobre, J. (1957): La Mécanique des Roches, Paris.
- Tanimoto, C., S. Hata (1980): Fundamental Concept of Designing Tunnel Supports in Consideration of Elasto-plastic and Strain Softening Behavior of Rock, Memoirs of the Faculty of Eng., Kyoto University, Vol. 42.

INTERPRETATION OF CHARACTERISTIC LINE FOR TUNNEL STABILITY

by Chikaosa TANIMOTO, Shojiro HATA and Keizo KARIYA

Dept. of Civil Engineering, Kyoto University

SUMMARY

In the discussion on rational design of support system it is required to establish some characteristic lines which show the relationship between support load and deformation of the ground. The so called Fenner-Pacher Curve, showing a minimum point of support load, is one of the representative curves in NATM. Though many papers related to NATM have been published, it is pointed out that there are very few examples which were led from practical and concrete data concerning minimum support load. Also, the actual bearing ring to be mobilized around a tunnel which NATM aims necessarily is not well explained.

In this paper the authors introduced some representative characteristic lines proposed in the past, summarized deformation and its velocity observed tunnels in Europe, U.S. and Japan, classified support load to be expected in the construction procedure based on the empirical data concerning deformation velocity and analyzed the feasibility of support recommendation for tunnels in Japan which are subjected to difficult geological conditions.

For the practical use, the authors described the equations for analyzing strain-softening behavior around a circular opening, which were derived from strain energy theorem and Mohr-Coulomb's yield criteria for the initiation of strain softening and plastic flow in residual state. The parameters to be provided are 10 pieces as following:

radius of a circular opening (a); Young's modulus (E); Poisson's ratio (ν); unconfined compressive strength (q_u); angle of internal friction (ϕ); negative slope of deformation coefficient for softening zone (ω); hydrostatic initial stress (p_0); inner pressure acting on the wall of an opening corresponding support load (p_i), unconfined compressive strength at residual state (q'_u); and angle of internal friction at residual state (ϕ').

as a result, followings are obtained:

radius of elastic-softening boundary (R_1); radius of softening-flow boundary (R_2); ratio of R_1 to R_2 (S_1); ratio of R_2 to a (S_2); strains on the wall in tangential and radial directions ($\epsilon^*_t, \epsilon^*_r$); stresses on the wall in tangential and radial direction (σ^*_t, σ^*_r); and displacement of the wall in the radial direction (U_w).

By giving concrete figures we can establish the concrete characteristic line in case of tertiary mudstone showing expansive behavior, and it is possible to estimate minimum points of support on the characteristic line when the inner ring showing plastic flow may be considered to behave as fluid.

The following are concluded:

- 1) Concerning strain softening rock it is realized that there exist two points on a characteristic line showing minimum support load when allowable limit of strain induced to rock near the tunnel perimeter is determined and rock is subjected to plastic flow.
- 2) The relation between deformation velocity and support load can be classified as following: below 0.1 mm/day for slight; 0.1 - 1 mm/day for medium; 1 - 3 mm/day for heavy; 3 - 5 mm/day for very heavy; 5 - 10 mm/day for extremely heavy; and over 10 mm/day for exceptionally heavy. According to this, most of tunnels driven through 'Green Tuff region' in Japan show remarkably high deformation velocity, and specific support recommendation for them should be established.