

NATM予備設計のための支保抵抗力の算定

国鉄 鉄道技術研究所 正員 桜井 孝

1. まえがき

国内におけるトンネル工事の支保の設計は、通常、地質調査や坑内観察により岩盤を評価し、これにどの支保パターン(岩盤分類)が適するかと決定することにある。これに対してNATMとは、トンネル支保の設計についても、ひとつの基本的な考え方があるようである。Robcevic and Golser¹⁾は、支保の設計は、支保抵抗力が支保に作用する外力を上まわることとを前提とし、算定しうる支保抵抗力は事前に求めておき、岩盤の性状や施工に深いかわりを持つ外力については、これが支保抵抗力を越えることがないか、また過大設計ではないかのチェックを計測により判定するという考えを示している。これによると、総支保抵抗力は、吹きつけコンクリートのせん断抵抗、ロックボルトおよび岩盤の、せん断すべり面におけるせん断抵抗の三者の和として算出してあり、岩盤も支保メンバーのひとつとするところに特徴がある。この詳細について、^{2),3)}図が補足して解説している。

Robcevicらの示している岩盤アーチ領域(carrying ring)の大きさは、岩盤の内部摩擦角によって描かれるせん断すべり面に応じて設計されるロックボルト長および間隔と与えられ、岩盤内のせん断すべり破壊をその理論の基本としている。支保の総抵抗力の算定については、全支保メンバーの施工が完了した時点での抵抗力であって、吹きつけやロックボルトを実際に施工するとき、施工の遅れは加味されていない。

池田^{4),5)}他は、トンネル坑内で実施した弾性波探査によりトンネル周壁のゆるみ領域を測定し、事前調査段階でその概略の大きさが推定できることを示している。本報告では、弾性波探査によって得られたゆるみ領域の大きさは、無限媒体中の円孔をトンネルとみなした等方静水圧下の周辺岩盤の弾塑性解として計算される塑性領域の大きさとかわりが深いことを示し、岩盤と弾塑性体として扱ったNATMの予備設計を行なうときの考え方について議論している。

2. ゆるみ領域と弾塑性解の塑性領域の関係

坑内弾性波探査により次の項目が実測される。

岩盤弾性波速度 P波 v_p , S波 v_s

岩盤ポアソン数 m

$$m = \frac{(\frac{v_p}{v_s})^2 - 2}{2\{(\frac{v_p}{v_s})^2 - 1\}} \quad (1) 式$$

ゆるみ領域(トンネル周壁の低速帯の長さ) $L(m)$

一方、実測地質から採取する岩石試料について以下の項目が試験される。

単位体積重量 ρ (γ/m^3)

超音波速度(P波) V_p

一軸圧縮強度 S_{cs} (γ/m^2)

一軸引張強度 S_{ts} (γ/m^2)

池田⁶⁾は岩盤強度の目安として、準岩盤強度を次のように定義している。

$$\text{きれつ係数 } f = \left(\frac{v_p}{V_p}\right)^2 \quad (2) 式$$

$$\text{準岩盤圧縮強度 } S_c = f \cdot S_{cs} \quad (3) \text{式}$$

$$\text{準岩盤引張強度 } S_t = f \cdot S_{ts} \quad (4) \text{式}$$

図1に示すようなモール円と破壊包絡線を前提とすると、岩盤の粘着力C、内部摩擦角 ϕ などは次式で示される。

$$C = \frac{\sqrt{S_c \cdot S_t}}{2} = \frac{\sqrt{S_{cs} \cdot S_{ts}}}{2} \cdot f \quad (5) \text{式}$$

$$\sin \phi = \frac{S_c - S_t}{S_c + S_t} \quad (6) \text{式}$$

$$C \cot \phi = \frac{S_c \cdot S_t}{S_c - S_t} \quad (7) \text{式}$$

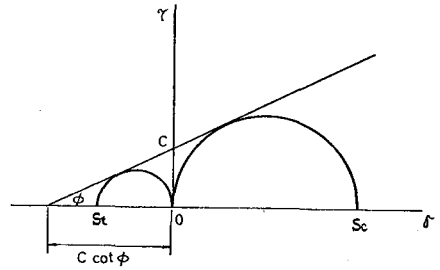


図1. 岩盤強度と破壊包絡線

無限等方媒体中の初期地圧を静水圧 P_0 (t/cm²)、半径 R (m)の円孔における内圧を P_i (t/cm²)とすると、弾塑性解として、塑性領域の半径 R_c (m)が次式で求められる。

$$\frac{R_c}{R} = \lambda^{\frac{1-\sin \phi}{2 \sin \phi}} \quad (8) \text{式}$$

$$\lambda = \frac{(P_0 + C \cot \phi)(1 - \sin \phi)}{P_i + C \cot \phi} \quad (9) \text{式}$$

P_0 , P_i については、計算条件として、一応次の値を仮定しておく。

$$P_0 = \frac{P_0 + P_h}{2} = \frac{m}{2(m-1)} \rho h \quad (10) \text{式}$$

$$P_i = 0 \quad (11) \text{式}$$

ただし P_0 , P_h はそれぞれ土被り圧のみによる鉛直圧および水平圧で、土被りを h (m)とすると次式で示される。

$$P_0 = \gamma h \quad (12) \text{式}$$

$$P_h = \frac{1}{m-1} P_0 = \frac{1}{m-1} \gamma h \quad (13) \text{式}$$

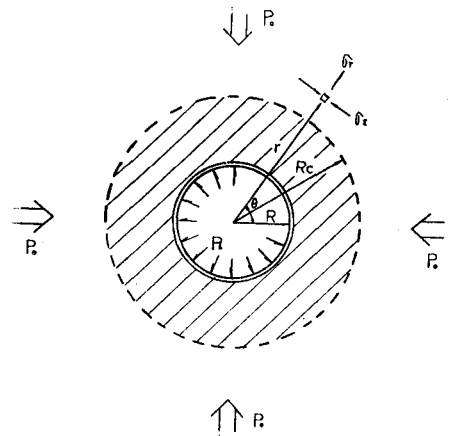


図2. 等方等圧時の円孔周辺の弾塑性状態

以上より、(8)式に、弾性波探査、岩石試験で得られた諸数値および P_0 , P_i を代入すれば、塑性領域の半径 R_c が計算されることになる。しるに、 $\lambda < 1$ のときには $R_c < R$ であり、モール円は破壊包絡線に接することがなく、塑性領域は得られない。この場合にも、弾性波探査ではゆるみ領域は実測されている。すなわち、準岩盤強度については力学的物理量としての裏付けが不十分であり、例えば内部摩擦角 ϕ が小さくなると、(8)式の指数部分 α は、図3に示すように大きくなってしまふため、実測されたゆるみ領域 λ は、 $(R_c - R)$ で計算されると考えるべきではない。

そのため、ひとつの目安として、ゆるみ領域 λ と(9)式の λ との対比を行なつてみた。ゆるみ領域が測定されているもののうち、岩石試験等が行なわれているもの⁽⁶⁾について λ を算出し、それを大断面トンネル(複線および新幹線型)と小断面トンネル(単線型および導坑)に分けて図示したのが、それぞれ図4、図5である。図中の印は池田にある地層区分を示したものである。(○A硬岩、△B片理片理の甚しい硬岩、□C中硬岩、●D軟岩、×EF軟岩ないし未固結堆積物) 大断面トンネル27處、小断面トンネル48處の測定数のうち、 $\lambda > 1$ の条件にあてはまる

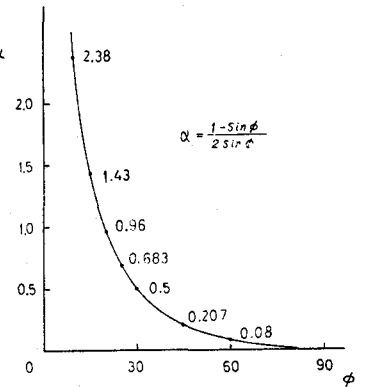


図3. 内部摩擦角 ϕ と(8)式指数部分の関係

ものが少ないため、図中に示した直線は適当に引いたものではあるが、しと入の相関性はかなりよいものと看とる。また直線の勾配は、トンネル断面の大きい図4の方が急になっている。

$\lambda > 1$ の場合は、いわゆる塑性地圧が発生するものと考えられることもできる。この入は、仰野⁷⁾の地山強度比 (Sec/ph) をさうに多くの物性値等で考慮したものであり、図4、5によれば、 $\lambda > 1$ の塑性地圧発生条件とするとは妥当と思われる。

準岩盤強度は、岩盤をマスとして捉えるよい考え方であるが、先に述べたように直接(8)式を用いて塑性領域の大きさは計算されない。そのため、難しい問題ではあるが、直接せん断試験などで得られる C, ϕ と、準岩盤強度とを比較しておくことが必要である。

なお、入の値からゆるみ領域の大きさが想定されることは、事前のロックボルト長の設定などに利用できるものである。

3. 支保としての岩盤の抵抗力

(8)式を書き直すと塑性半径 R_c は、

$$R_c = R \left\{ \frac{(P_0 + C \cot \phi)(1 - \sin \phi)}{P_i + C \cot \phi} \right\}^{\frac{1 - \sin \phi}{2 \sin \phi}} \quad (14) \text{式}$$

となる。 C, ϕ が準岩盤強度から推定される値、またはより確かな力学的物理量として与えられるならば、 R_c は弾塑性解における境界であり、岩盤は塑性化しながらも、破壊包絡線に従いながら(塑性化したときの強度定数 C, ϕ と考えることもできる⁸⁾) その抵抗力を持ち続けるとしたならば、これから支保としての岩盤の抵抗力を求めることができる。

ここでは、塑性領域内の岩盤のせん断抵抗力の半径方向成分と、岩盤の支保抵抗力と考える。図6に示すように、内圧 P_i が作用するとき、塑性領域の範囲は、半径方向応力 σ_r^p から σ_r^c の間であり、その中の応力は下式となる。

$$\sigma_r^p = \left\{ \left(\frac{r}{R} \right)^{\frac{2 \sin \phi}{1 - \sin \phi}} - 1 \right\} C \cot \phi - P_i \left(\frac{r}{R} \right)^{\frac{2 \sin \phi}{1 - \sin \phi}} \quad (15) \text{式}$$

$$\sigma_r^c = \left\{ \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \left(\frac{r}{R} \right)^{\frac{2 \sin \phi}{1 - \sin \phi}} - 1 \right\} C \cot \phi - \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} P_i \left(\frac{r}{R} \right)^{\frac{2 \sin \phi}{1 - \sin \phi}} \quad (16) \text{式}$$

$$\tau_{rt} = 0 \quad (17) \text{式}$$

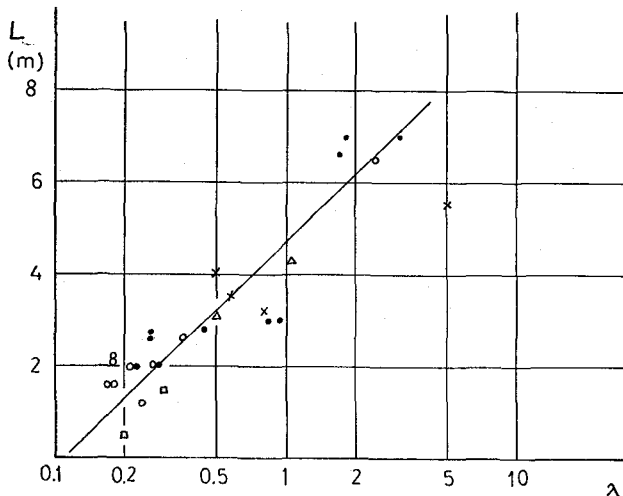


図4. 実測ゆるみ深さ L と入の関係 (大断面トンネル)

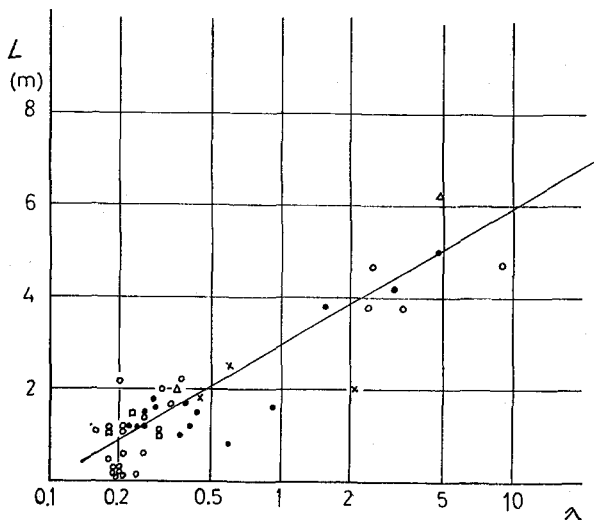


図5. 実測ゆるみ深さ L と入の関係 (小断面トンネル)

塑性領域内のせん断面でのせん断応力 τ_s は、

$$\tau_s = \frac{\sigma_1^p - \sigma_3^p}{2} \cos \phi \quad (18) \text{式}$$

で与えられ、トンネル壁面単位面積あたりの岩盤の抵抗力 Q_R は下式で与えられる。

$$Q_R = \int_R^c \tau_s \sin\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) \frac{dr}{\sin\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)} \quad (19) \text{式}$$

4. 支保抵抗力の算定

NATMでは、支保工として通常吹きつけコンクリートとロックボルトが施工される。これらの支保抵抗力をそれぞれ Q_S 、 Q_B とする。総支保抵抗力 Q は、これに岩盤の抵抗力を加えたものと考えらる。

$$Q = Q_S + Q_B + Q_R \quad (20) \text{式}$$

吹きつけコンクリート(厚 $D(\text{cm})$)の抵抗力は、これに含まれるH型钢や天板、金網等を考慮した圧縮強度を S_c' とすると、薄肉円筒式により、次のようになる。

$$Q_S = \frac{D}{R} \cdot S_c' \quad (21) \text{式}$$

ロックボルトの抵抗力については、問題が難しいため、とりあえず、ボルト一本あたりの設計耐力 Q_B' で考え、(a, b)の打込間隔では、

$$Q_B = Q_B' / d \cdot b \quad (22) \text{式}$$

となる。

岩盤の抵抗力は内圧 P_i によって大きく異なる。

内圧については施工時を考慮し、掘削直後に吹きつけが施工される場合の内圧は、 $P_i = Q_S$ 、またこれと同時にロックボルトが切羽で施工される場合の内圧は、 $P_i = Q_S + Q_B$ 、と考え、(15)、(16)式および(19)式により、岩盤の抵抗力 Q_R が計算される。

岩盤の支保抵抗力は、表1に示すように、同じ岩盤強度のもとでは、内圧を作用させない場合の方が大きくなる。この場合、当然塑性領域は大きくなる。

以上、予備設計段階における支保抵抗力の考え方を示したが、地圧論にとって支保抵抗力と同じように重要な要素である変位の問題については議論していない。

〔謝辞〕 本報告に使用した坑内弾性波検査結果は、元鉄道技術研究所、池田和彦氏、田中敏夫氏が中心となり、実施したものであることを断わり、ここに謝意を表します。

〔文献〕 1) L.v. Rabcewicz and J. Golser ; Water Power, pp 88~93, 1973.3 2) 岡行俊 ; オミ田トンネルと地下技術講演会 pp 100~112, 昭和49年3月. 3) 岡行俊 ; NATM施工技術講習会テキスト pp 4~31 昭和52年7月 4) 池田和彦 他 ; 鉄道技術研究報告 No. 941, 1974.12. 5) 池田和彦, 桜井 孝 ; オミ田岩力学国内シンポジウム pp 163~168 1977年. 6) 池田和彦 鉄道技術研究報告 No. 695, 1969.9. 7) 仲野 良紀 ; 応用地質, 15-3, pp 27~43, 1974年.10月 8) v.G. Feder and M. Armanitakis ; Berg- und Hüttenmännische Monatshefte, 121, Heft 4, pp 103~117, 1976.

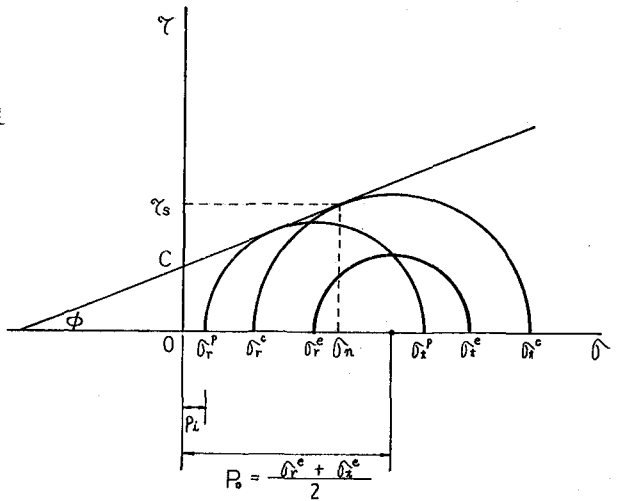


図6. 塑性領域のモールの応力円

(σ_r^p は P_i から σ_r^c までの範囲)

表1. 内圧 P_i および支保総抵抗力 Q の算定法

支保施工方法	P_i	Q_R	$L = \frac{L}{R-R}$	Q
無音請	0	大	大	Q_R
掘削後ただちに吹きつけコンクリート	Q_S			$Q_S + Q_R$
同上	Q_S			$Q_S + Q_B + Q_R$
ただし後方ロックボルト打設掘削後ただちに吹きつけとロックボルト	$Q_S + Q_B$	小	小	$Q_S + Q_B + Q_R$

Calculation of Support Resisting Forces

for Pre-dimensioning in NATM

Takashi SAKURAI

RTRI, JNR

By means of seismic investigation in tunnel, the loosened area around opening is measured as the depth of lower velocity zone. On the other hand, elastic-plastic analysis using the rockmass strength, covering height and tunnel diameter in the investigated site gives the radius of the plastic zone as the following equation.

$$\frac{R_c}{R} = \lambda^{\frac{1-\sin\phi}{2\sin\phi}}$$
$$\lambda = \frac{(P_o + C \cot\phi)(1 - \sin\phi)}{P_i + C \cot\phi}$$

,where R ; radius of tunnel
 R_c ; radius of plastic zone
 C ; cohesion
 ϕ ; angle of internal friction
 P_o ; average covering force
 P_i ; inner force

Distinct relationship is found between λ ($R=0$) and measured loosened depth by seismic investigation, and the loosened depth becomes larger according to tunnel diameter.

The obtained result by seismic survey, which is generally excuted prior to tunnel construction along the tunnel route in Japan, is available to estimate the loosened depth by calculating λ . The estimated depth is also useful to design the length of rock bolt.

It is important to estimate the resisting force of tunnel support prior to construction. The supporting members consist of shotcrete lining, rock bolt and rockmass itself in NATM. In this report, a method to calculate the resisting force of rockmass using elastic-plastic analysis including the inner force P_i , which is estimated considering the supporting procedure, is also discussed.