

トンネル切羽周辺の岩盤の変形とロックボルトの作用効果

京都大学工学部 正員 畠 昭治郎
 京都大学工学部 正員 ○ 谷 本 親 伯
 京都大学工学部 学生員 木 村 宏

1. 緒 論

いくつかのトンネル現場での知見と数値解析により切羽が仮支保工として果たす作用がきわめて重要であることを確認した。すなわち、切羽周辺のトンネルの安定は縦断面での半ドーム作用と横断面でのリング作用により保たれている。半ドーム作用は、切羽の進行に従い急激に変化し、リング作用のみでは安定を保つことが困難な場合、半ドーム作用の發揮されている間に適切な支保工を施し、最終的にリング構造物としての安定を計らねばならない。いわゆるNATMは、元来地盤の有している耐荷力を出るだけ發揮させるために半ドーム作用の変化を現場計測により確認し、リング作用の安定性を見出すことを具体化した施工法といえよう。ここに、弾性地盤および弾塑性地盤内のトンネル切羽周辺の応力・変位状態を示し、ロックボルト支保の作用を数値解析により示した。また、泥岩中のトンネルを例に挙げ、実際の現象と計算結果とを対比し、ロックボルトの効果を評価した。

2. 弾性体内でのロックボルトの作用

切羽周辺の岩盤の応力状態は、図-1, 2 に示すようであり、支保工の主な役割は半ドーム効果を肩代りすることにあると考えれば、その効果は切羽位置から最終状態までの応力および変位の変化に及ぼす影響として評価できる。切羽に接近して全面定着されたロックボルトは縦断面内で曲げを受けることが判る。図-3は縦断面での主応力方向と壁面の変位状態を示したもので、斜め打ボルトや鑿止のボルトの効果も推察することができよう。ただし、弾性体内に打設されたロックボルトは、鉄筋コンクリートのよう

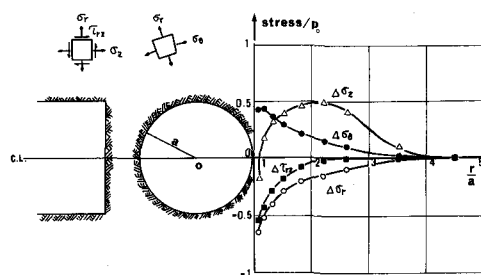


図-1 切羽位置から最終状態までの応力増分

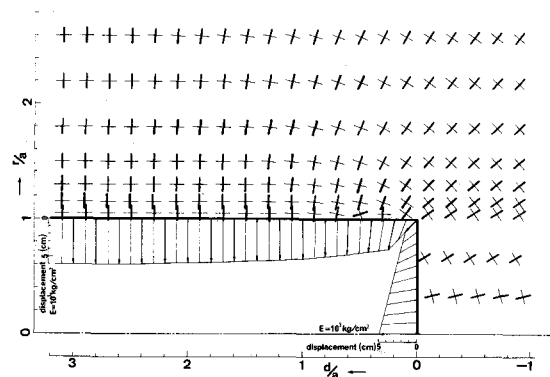


図-2 主応力の方向および変位

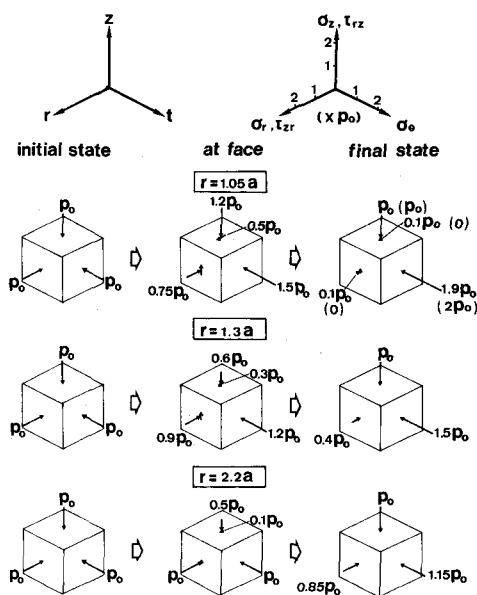


図-3 切羽位置での3次元応力状態

にかなり密に打設しない限り大した効果は期待できない。現行の規模のロックボルトの効果を論ずる上では岩盤の塑性状態を考慮しなければならない。換言すれば、ロックボルトは塑性域にある岩盤を安定させるものである。

3. 構造要素としてロックボルトを扱った解析
 直径 10 m の円形トンネルに対し、図-4 に示す配置でボルトを打設した場合の変位と塑性域を FEM により算出した。降伏条件は、Drucker-Prager による。また、荷重条件は、掘削外力下作用させ、初期応力の存在する地盤を 1 間 (1 m) 毎に逐次掘削するという過程を追った。E = 10^3 kg/cm^2 の岩盤について無支保

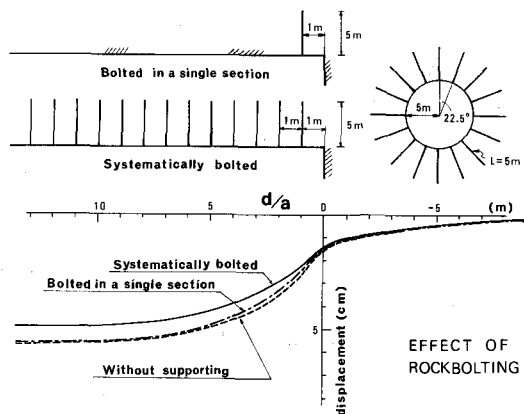


図-4 ロックボルトパターンと変位状態

での壁面変位は 6 cm で、ボルト間隔により 1 cm 少なくなるという結果を得た。また、図-5 は種々の c 、 ϕ を与えた場合の無支保状態を生ずる塑性域を示している。切羽より少し後方に生ずる集中的な塑性域は注目する必要がある。縦断面における応力集中は極力避ける必要がある。ロックボルトを使用する場合、塑性域の広がり方は、ほとんど無支保の場合と相似しているが、その領域は約 50 cm 減少している。(図-6) 切羽前方に生ずる塑性域も半ドーム作用と減少させるので、切羽面にロッ

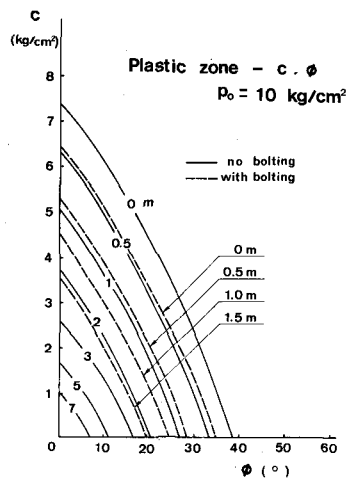


図-6 塑性域と c, ϕ

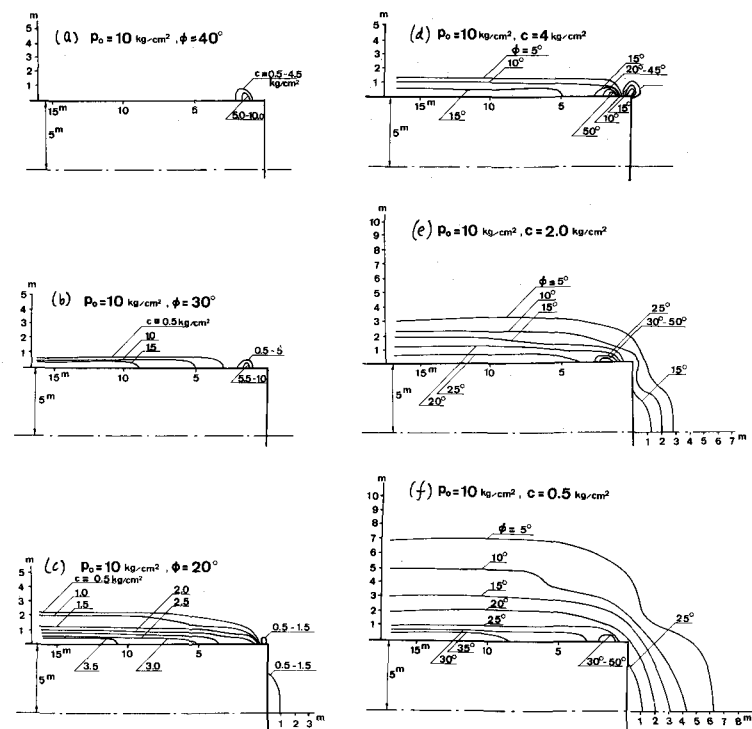


図-5 トンネル縦断面における塑性域の広がり

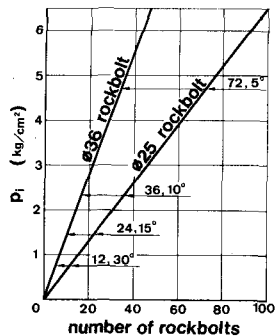


図-7 ロックボルトの与え得る壁面の圧力 P_i

クボルトを打設することは有効な支保工と考えられる。

4. ロックボルトによる拘束圧の効果

ロックボルトの定着部における岩盤との相互作用を考慮してトンネル周辺の支保効果を考察したものは現時点では見られない。定着部付近の相互作用がきわめて複雑になるためであろう。しかしながら、トンネル周辺の岩盤に対する支保効果は、全面接着型、先端定着型いずれについても拘束圧を付加してせん断強度を増加させることにあると考えられる。そこで、この拘束圧を壁面に作用する内圧 p_i に置き換え、種々の拘束圧作用下での塑性域リングの幅 (W_1)、壁面変位 (U_w) および塑性域の平均的塑性ひずみ $\epsilon_p = (\epsilon_0 - \epsilon_r)_{\text{plastic}}$ を図-8 のような平面ひずみ状態にある2重管モデルにより算出した。ポタースホルティングの壁面に与え得る圧力 (p_i) を図-7 に示す。

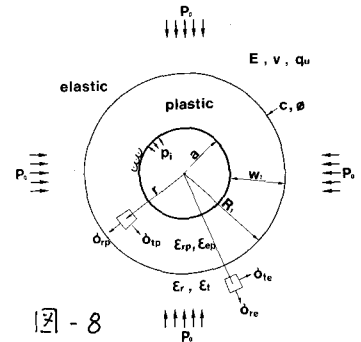
W_1 , U_w , ϵ_p は次式で表わされる。

$$W_1 = a \left[\frac{2 \{ p_0 (5-1) + 8u \}}{(1+5) \{ (5-1) p_i + 8u \}} \right]^{\frac{1}{5-1}} - a \quad (1)$$

$$U_w = \frac{1}{2\mu} \left\{ p_0 - \frac{2p_0 - 8u}{1+5} \right\} \cdot \frac{R_1^2}{a} \quad (2)$$

$$\epsilon_p = \frac{p_0(5-1) + 8u}{\mu(1+5)} \left\{ \frac{R_1}{a} - \frac{1}{5} \cdot \frac{R_1^5 - a^5}{R_1^5 - (R_1 - a)^5} \right\} \quad (3)$$

ここに、 p_0 : 静水圧の初期応力, p_i : 洞内壁に作用する内圧,
 $8u$: 軸圧縮強度, ϕ : 内部摩擦角, $\xi = \frac{1+\sin\phi}{1-\sin\phi}$, $\mu = \frac{E}{2(1+\nu)}$
 計算条件 (膨張性泥岩トンネルの一例) は次のとおりである。



図中の曲線

curve	ϕ (degree)
①	6.5
②	8
③	10
④	15
⑤	20

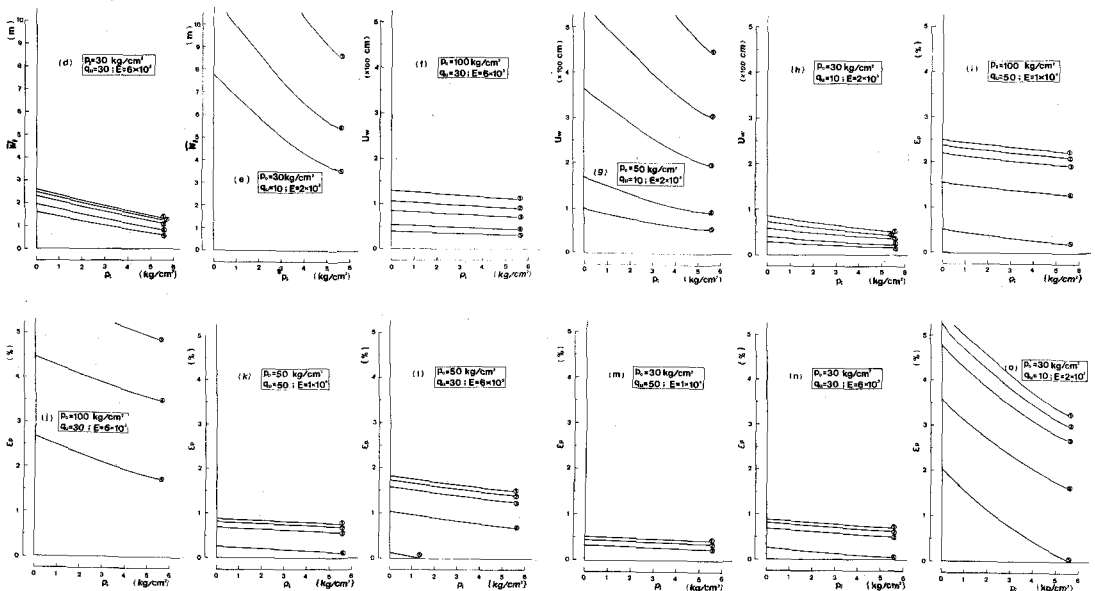
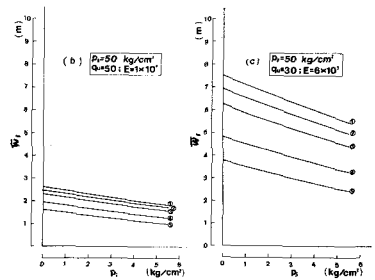
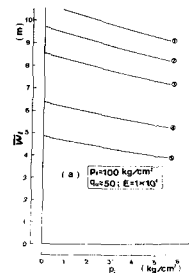


図-9 塑性域幅 W_1 (a) ~ (e); 壁面変位 U_w (f) ~ (h); 塑性ひずみ ϵ_p (i) ~ (o)

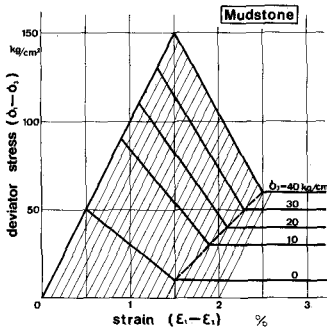


図-10 泥岩の応力-ひずみ

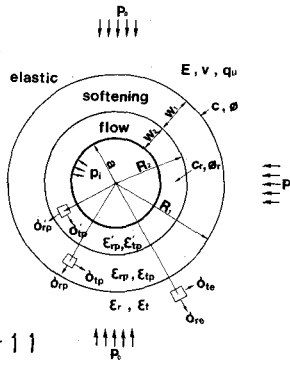


図-11

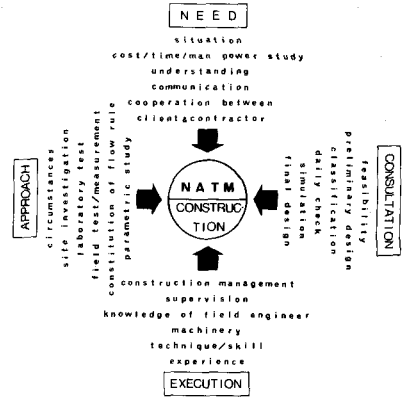


図-13 NATMの要図

ANALYSIS OF SOFTENING & FLOW

INPUT : $a, E, \nu, q_u, \phi, \omega, p_o, p_i, q'_i, \phi'$

SOLVE : $ArS_1^{m+n_2-2} - AzS_1^{n_2-1} + As_1^{n_2-1} = 0 \rightarrow S_1: \text{known}$

where

$S_1 = R_1/R_2$

$A_1 = (b-df-e\gamma-q'_i + q'c + q'e\gamma + q'f\gamma)(e^2-df)(n_1-n_2)$

$A_2 = (d+en_1-q'e-q'fn_1) \left[\frac{[b-df-e\gamma-(2p_oq+q_u)/(1+q)](e+fn_2)}{[c-e\gamma-f\gamma-(2p_oq+q_u)/(1+q)](d+en_2)} \right]$

$A_3 = (d+en_2-q'e-q'fn_2) \left[\frac{[b-df-e\gamma-(2p_oq+q_u)/(1+q)](e+fn_2)}{[c-e\gamma-f\gamma-(2p_oq+q_u)/(1+q)](d+en_2)} \right]$

$n_1 = \sqrt{a}/T$

$n_2 = -m$

$\gamma = (c-b)/(f-d)$

$b = (k_2k_4-k_1k_3)/(k_2-k_3)$

$c = -(k_1-k_3)/(k_2-k_3)$

$d = k_2k_3k_5/(k_2-k_3)$

$e = k_2k_5/(k_2-k_3)$

$f = k_4/(k_2-k_3)$

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

$k_2 = q + (\omega/E) [(1-\nu)q - \nu](1+\nu)$

$k_3 = -\omega$

$k_4 = [1 + (k_3/E)(1+\nu)\nu] q_u$

$k_5 = q + (k_3/E) [\nu q - (1-\nu)](1+\nu)$

$k_6 = \omega/[q + (\omega/E) [(1-\nu)q - \nu](1+\nu)]$

$q = \tan^2 \alpha$

$\alpha = \pi/4 + \phi/2$

$q' = \tan^2 \alpha'$

$\alpha' = \pi/4 + \phi'/2$

$$S_2 = \left\{ [c + e(\alpha + \beta - \gamma) + f(\alpha n_1 + \beta n_2 - \gamma) - q'_i/(1-q')] / [p_i - q_u/(1-q')] \right\}^{\frac{1}{q-1}}$$

where

$S_2 = R_2/a$

$\alpha = (A_1 - A_4)/A_0$

$A_1 = [b-df-e\gamma-(2p_oq+q_u)/(1+q)](e+fn_2)$

$A_2 = [c-e\gamma-f\gamma-(2p_oq+q_u)/(1+q)](d+en_2)$

$A_0 = (e^2-df)(n_2-n_1)$

$\beta = (A_1 - A_2)/A_0$

$A_1 = [b-df-e\gamma-(2p_oq+q_u)/(1+q)](e+fn_2)$

$A_2 = [c-e\gamma-f\gamma-(2p_oq+q_u)/(1+q)](d+en_2)$

$A_0 = (e^2-df)(n_2-n_1)$

$R_1, R_2: \text{known}$

図-12 流動域・塑性域計算手順

$p_o = 30 \sim 100 \text{ kg/cm}^2$, $E = 200 \cdot g_u$, $g_u = 10 \sim 50 \text{ kg/cm}^2$,
 $\phi = 10 \sim 15^\circ$, $p_i = 0 \sim 5 \text{ kg/cm}^2$, $a = 5 \text{ m}$
 結果を図-9に示す。三軸試験結果を整理すると、図-10に模式的に示すようであり、弾性域、強度劣化域、流動域が判る。流動域の生ずる条件を $\varepsilon_p = 1.4\%$ とし、図-9の結果とみれば、ロックボルトの効果を知り、設計が可能である。たとえば、 $p_o = 30 \text{ kg/cm}^2$, $g_u = 10 \text{ kg/cm}^2$, $\phi = 20^\circ$ の場合(図-9(e),(h),(o)), $\varepsilon_p = 1.4\%$ から $p_i = 1.2 \text{ kg/cm}^2$, $U_w = 25 \text{ cm}$, $W_1 = 6.6 \text{ m}$ を得る。これらの結果から、 1.2 kg/cm^2 の内圧をなわす $\phi 25$ ボルトを18本/m使用し、その長さはやりみ幅6.6mに定番長(引抜試験により決定できる)を加えたものとすれば(8~10m)流動域(やりみ域)の発生を抑制できる。そのためには、壁面変位量を25cm以下に保つようにしなければならぬことが判る。

5. 塑性域・流動域の算出

図-11に示す弾性域-塑性域-流動域が存在する場合のそれぞれの範囲や応力、変位状態は、流動域に対し残留強度(q_u' , ϕ')を考慮することにより図-12に示す計算過程にしたがって計算することとなる。 $p_o = 5 \text{ kg/cm}^2$, $g_u = 5 \text{ kg/cm}^2$, $E = 1000 \text{ kg/cm}^2$, $\nu = 0.3$, $\phi = 15^\circ$, $\omega = 400 \text{ kg/cm}^2$, $g_u' = 2.5 \text{ kg/cm}^2$, $\phi' = 10^\circ$, $a = 5 \text{ m}$ の場合, $p_i = 0$ の時は、塑性域(W_1) 3.7 m, 流動域(W_2) 4.5 m となる。 $p_i = 1 \text{ kg/cm}^2$ では $W_1 = 2.5 \text{ m}$, $W_2 = 1.6 \text{ m}$ となり, $p_i = 2 \text{ kg/cm}^2$ では流動域は発生しない。

あとがき ロックボルト効果も定量的に取扱うことと試みた。本研究のNATMでの位置づけは、図-13に示すとおりである。

EVALUATION OF ROCKBOLTING EFFECT IN TUNNELLING

by Shojiro HATA, Chikaosa TANIMOTO and Koh KIMURA
Department of Civil Engineering, Kyoto University

It is known through experiences and studies in the past that the face has an important role as a temporary support. The rock mass near the face is stabilized by the half-dome action in the profile and the ring action in the cross section. When advancing the face, it is required to place the artificial support to substitute for the half-dome action within the span length distance (D) from the face so as to mobilize the bearing capacity of the rock mass as fully as possible.

The so-called New Austrian Tunnelling Method (NATM), which 'rockbolting' and 'shotcrete lining' are applied adequately, is the latest and most feasible tunnelling method for this purpose. Both of the rockbolts and the shotcrete layer to be placed near the face are subjected to three dimensional stress field.

The main subject mentioned in this paper is how to design rockbolt system in consideration of the three dimensional stress field near the face and elasto-plastic behavior of the rock mass.

Some effects of fully bonded rockbolts placed systematically are 'mobilizing confining stress' and 'decreasing dilatancy'. From this view point, the procedure to design rock bolt system can be proposed by replacing the effects of rockbolting by the inner pressure acting onto the surface of the tunnel wall.

The contents of this paper are the following.

- The three dimensional stress field near the face and deformation of the circular tunnel having the radius 'a'
($a = 5$ meter for the numerical analysis)
- The elasto-plastic behavior of the bolted rock mass being subjected to 'Drucker's plasticity criterion'
- The relationship between plastic region W_1 and inner pressure p_i in the elasto-plastic rock mass being subjected to 'Mohr-coulomb yield criteria'
- The introduction of the 'strain softening behavior of the rock to the circular tunnel and the analysis of 'softening region' and 'flow region'
- The application to the expanding mudstone tunnel

The procedure proposed in this paper gives the answer to the problem in the rock-bolting for the case of Naka-koku, one of the partitions of Nabetachiyama Tunnel ($D = 10$ m for the underground station) where the expanding mudstone has given big difficulty in tunnelling. When hydrostatic initial stress field (p_i), uniaxial compressive strength (q_u), angle of internal friction (ϕ_2) and the maximum allowance of plastic strain (ϵ_p) are considered to be 30 kg/cm^2 , 10 kg/cm^2 , 20 degree and 1.4% respectively, it is obtained that the rockbolt system consisting of 18 fully bonded bolts ($\phi 25$, $l = 9$ m) per meter in the profile is required and the maximum allowance of the convergence is 30 cm .