

(51) トンネルにおけるロックボルト支保設計法 に関する基礎的研究

京都大学工学部 正会員 斎藤敏明

1. 緒 言

近年、全面接着型のロックボルト支保はトンネルにおける主要な支保メンバーとして多く用いられるようになり、軸力の現場計測なども盛んに行われている。しかし、ロックボルト支保の設計法については未だ充分確立されているとは言えず、多くは経験に基づいているのが現状であろう。これはロックボルト支保が、岩盤内部の変形挙動との相互作用によりその効果を発揮することなど作用機構が複雑で、定量的な評価が難しいことに起因していると思われる。そこで、ここではこのような定量的評価の第一歩として、円形トンネル切羽周辺の三次元弾性解析から得られる岩盤の変形挙動に基づいて、切羽近傍で打設されたロックボルトに切羽進行によってどのような軸力が誘起されるかを理論的に解析してみた。これらの結果は、実際に計測された軸力分布やその大きさを評価するうえで基準となるものであろう。さらに、解析された軸力分布をもとにロックボルト支保の設計法についても理論的な考察を行った。

2. 円形トンネル切羽周辺の岩盤変位

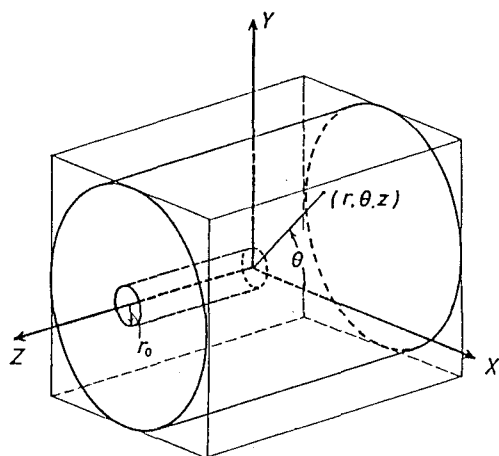
トンネルは円形とし、その切羽周辺を第1図のような弾性回転体でモデル化した。地山の応力状態は $x y z$ 座標で表し、 $\{\sigma^*\}^T = \{\sigma x^*, \sigma y^*, \sigma z^*, \tau xz^*, \tau yz^*, \tau xy^*\}$ とすると、 r 方向の変位 u は一般に次のように書ける。

$$u = (1/E)[S_0 + S_2 \cos 2\theta, S_0 - S_2 \cos 2\theta, P_0, R_1 \cos \theta, R_1 \sin \theta, 2S_2 \sin 2\theta]\{\sigma^*\} \quad (1)$$

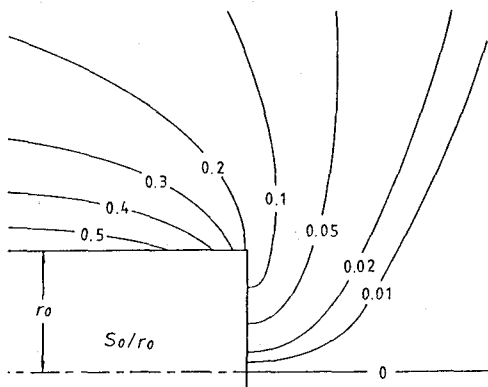
ここで、 E は岩盤のヤング率であり、 S_0, S_2, P_0, R_1 は r および z の関数で岩盤のポアソン比 ν によってその値が多少変化する。いま、簡単のため地山応力状態は $\tau xz^* = \tau yz^* = \tau xy^* = 0$ とし、 $\sigma x^*, \sigma y^*, \sigma z^*$ を主応力とすると、岩盤中の変位 u は S_0, S_2, P_0 の三つの関数で表されることになる。さらに、これらの関数に含まれるトンネル掘削以前の変位はここでは不必要なため、この成分を取り除き、補正後の関数を改めて S_0, S_2, P_0 とおけばトンネル掘削のみによる変位 u は同様に次のように表される。

$$u = (1/E)\{S_0(\sigma x^* + \sigma y^*) + S_2 \cos 2\theta(\sigma x^* - \sigma y^*) + P_0 \sigma z^*\} \quad (2)$$

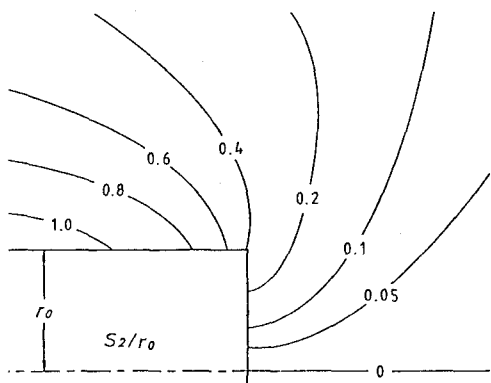
回転体に軸対称あるいは非軸対称荷重が作用する有限要素解析法を用いて、これらの関数の離散点における値を求め、さらに二次元的な補間を行った。切羽近傍における分布を示せば第2～4図のようである。ただし、これらの値は $\nu = 0.25$ とし、回転軸における変位 u を固定したときのものであり、トンネル半径 r_0 で無次元化してある。なお、ここでは引張応力を正としているので一般の圧縮応力下の地圧状態では、これらの関数の値が正の場合トンネル軸方向への変位を示すことになる。 S_0 の値は $\sigma x^*, \sigma y^*$ の平均応力成分に、 S_2 は偏差成分にそれぞれ対応した変位量を表わしており、切羽から離れるに従って円形空洞周辺の二次元的な解に近づくことになる。 P_0 はトンネル軸方向応力 σz^* によって発生する半径方向の変位を表しており、その値は小さい



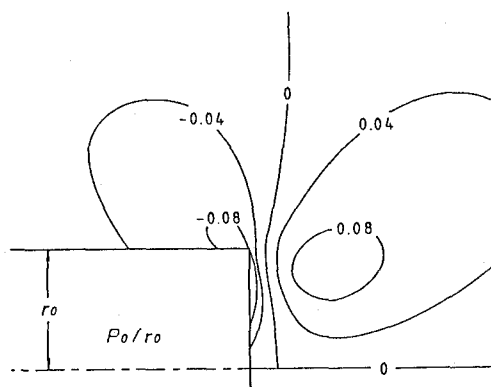
第1図 トンネル切羽近傍の解析モデル



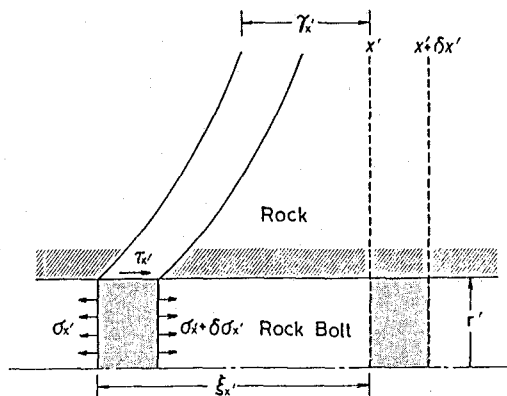
第2図 トンネル掘削による変位：S0の分布



第3図 トンネル掘削による変位：S2の分布



第4図 トンネル掘削による変位：P0の分布



第5図 岩盤変位によるロックボルト軸力の発生

が切羽前方と後方ではその変位方向が逆転することがわかる。なお、ここではロックボルトは半径方向にのみ打設するものとし、その軸力発生に關係する r 方向岩盤変位のみにて述べた。

3. 切羽で打設されたロックボルトに誘起される軸力

ロックボルトと岩盤の相互作用から岩盤の変形によって生じるロックボルト軸力を解析的に求める方法を既に提案しているが[1]、その概略は以下のである。第5図のように釣合状態にある時のロックボルト軸方向 x' の岩盤変位 $\gamma x'$ とロックボルトの変位 $\xi x'$ の間には次式のような關係が成立する。

$$\frac{d^2 \xi x'}{dx'^2} - \alpha^2 \xi x' + \alpha^2 r' = 0 \quad (\alpha^2 = \frac{2c}{E_s r'}) \quad (3)$$

ここで、 c はロックボルトに働くせん断力 $\tau x'$ に關係する係数で次式が成立するものとし、その値はロックボルトの引抜き試験などによって求めることができる。

$$\tau x' = c(\xi x' - r') \quad (4)$$

また、 E_s はロックボルトのヤング率、 r' はロックボルトの半径である。したがって、ロックボルト打設前の岩盤変位 $\gamma x'$ を知れば(3)式を解くことによりロックボルトの変位 $\xi x'$ が求まり、さらに次式によってロックボルトの軸力を求めることができる。

$$\sigma_x' = -E_s (d\xi x' / dx') \quad (5)$$

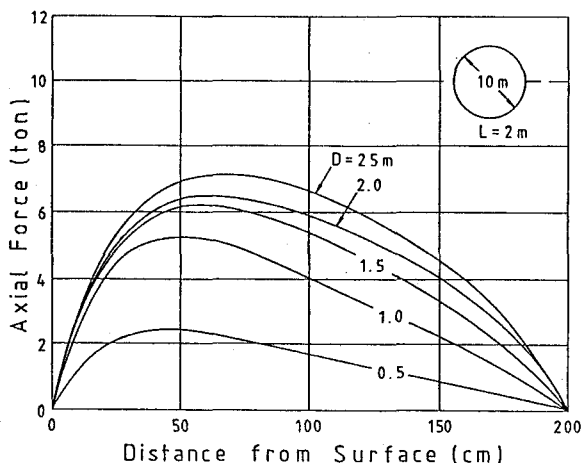
つぎに、円形トンネルの切羽位置で半径方向に打設されたロックボルトがその後の切羽進行によって切羽から距離 D だけ離れた位置にきたとき、どのような軸力が誘起されるかを考えてみる。(3)式で用いる $\gamma x'$ はロックボルト打設後の変位でなければならないから、ロックボルトに沿った r 方向の岩盤変位を切羽位置($D=0$)で $u'(0)$ 、切羽から D 離れた位置で $u'(D)$ とすると $\gamma x'$ は次式のように与えられることになる。

$$\gamma x' = u'(D) - u'(0) \quad (6)$$

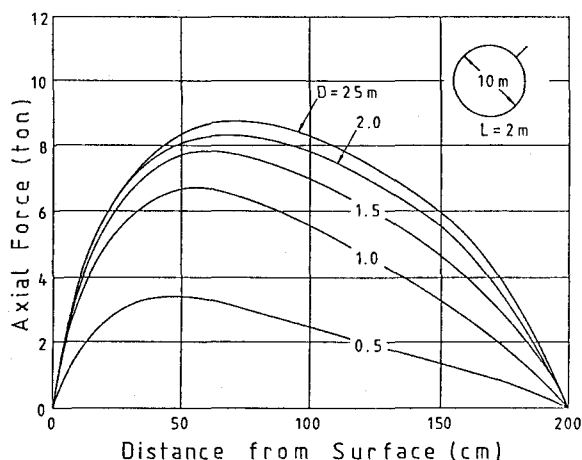
なお、 u' は切羽からの距離 D と打設方向 θ を考慮してロックボルト軸に沿った u を(1)式あるいは(2)式から求めればよい。

いま、地山の応力状態を $\sigma x' = \sigma z' = 1.0$ MPa, $\sigma y' = 1.5$ MPa, $\tau yz' = \tau zx' = \tau xy' = 0$, 岩盤のヤング率を $E = 1.0$ GPaとし、トンネル半径 $r_0 = 5$ mの切羽位置で長さ $L = 2$ m, 半径 $r' = 12$ mmのロックボルトを打設した場合について計算を行ってみた。計算手順はロックボルトに沿った S_0, S_2, P_0 の値と(6)式から $\gamma x'$ を関数近似により表現し、(3)式を解くことにより x' を求め、(5)式から軸力を算出した。なお、 c の値はモルタルグラウトされたロックボルトの引抜き試験から得られた $c = 1100 \text{ kg/cm}^2$ を用い、 $\alpha = 3.0 (1/\text{m})$ とした。

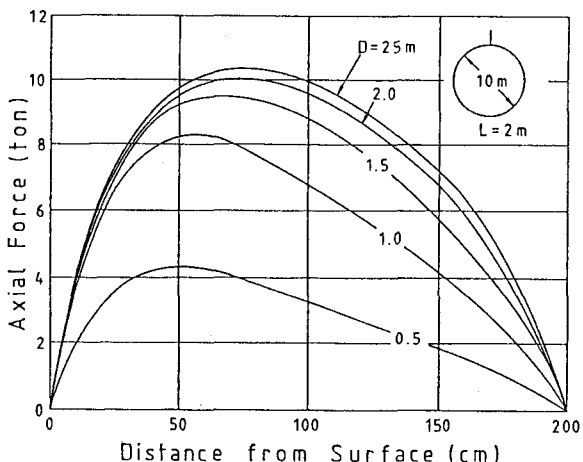
第6～8図はそれぞれ $\theta = 0^\circ, 45^\circ, 90^\circ$ の方向に打設されたロックボルトに切羽から離れるに従ってどのような軸力が誘起されるかを $D = 25$ mまで示したものである。横軸は壁面からの距離でありたて軸は軸荷重に換算して示してある。 $D = 25$ mの分布はほぼ最終的な軸力分布であり、これより切羽が進行してもほとんど変化はない。これらの図から分るように $D = 2$ m ($= 0.4 \times r_0$) までに最終変位の90%以上が発生しており、このことは切羽にできるだけ近接してロックボルトを打設しなければ少なくとも弾性変位成分に関する限りその作用効果は期待できないことを裏付けている。また、いずれの場合も軸力のピークは中央よりやや壁面寄りにあり同様な分布となっている。しかし、ピークの値は最大主応力方向の $\theta = 90^\circ$ の打設方向のものが約10 tなのに対し $\theta = 45^\circ$ では9 t弱、 $\theta = 0^\circ$ で7 tと減少している。第9図は各ロックボルトに蓄えられる弾性ひずみエネルギー ER と切羽からの距離 D との関係を示したものである。軸力と同様に $D = 2 \sim 3$ mで最高値に達し、それ以後少し減少するものもあるがほとんど変化しないことがわかる。また、 $\theta = 0^\circ$ の ER は $\theta = 90^\circ$ のそれに比べ半分以下となっている。



第6図 切羽進行に伴うロックボルト軸力の変化： $\theta = 0^\circ$



第7図 切羽進行に伴うロックボルト軸力の変化： $\theta = 45^\circ$



第8図 切羽進行に伴うロックボルト軸力の変化： $\theta = 90^\circ$

4. ロックボルト支保設計に関する基礎的考察

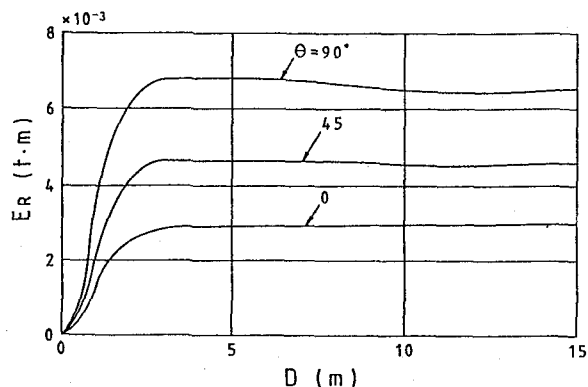
上で述べたロックボルトに蓄えられるひずみエネルギーに注目して、その支保としての設計法について考察してみる。いま、掘削の影響を受けていない岩盤が切羽を経て二次元的な円形空洞が開削された状態に至るまでの過程を、二次元円形空洞の壁面に地圧と同じ内圧が作用している状態から徐々に内圧が低下し零となる過程に置き換えることができるものとする。この場合岩盤は壁面からエネルギー W_a を放出しながら変形していくことになり、第10図の W_a はこれを模式的に示したものである。これに対しロックボルトに蓄えられるひずみエネルギーの総和 $\overline{E_R}$ は、単位奥行あたり n 本のロックボルトが打設されていれば次のように計算できる。

$$\overline{E_R} = n E_R = \sum_i^n (E_R)_i \quad (7)$$

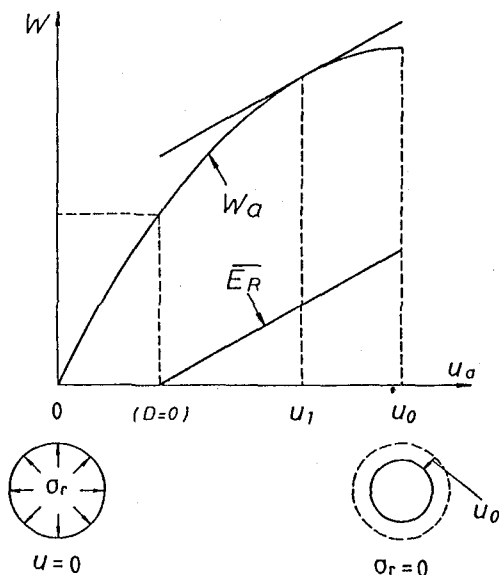
これを図示すると第10図の切羽 ($D=0$) に相当するところからこの $\overline{E_R}$ が増加していくことになる。ロックボルトの支保効果により変形の進行が止る条件は次のように書くことができる。

$$\frac{\partial \overline{E_R}}{\partial u_a} = \frac{\partial W_a}{\partial u_a} \quad (8)$$

すなわち、 $\overline{E_R}$ の勾配と W_a の勾配が一致する変位 u_1 で釣り合うことになる。したがって、ロックボルト支保の設計にあたっては E_R の増加率をどのような値とするかによって基本的な考察を行なうことができ、これに関連してロックボルトの打設位置や密度、長さなどに対する評価を行なうことができる。



第9図 ロックボルトに蓄えられるひずみエネルギー



第10図 岩盤とロックボルト支保の釣り合い

5. 結 言

三次元的な地山応力状態のもとで、トンネル切羽近傍で打設されたロックボルトに誘起される軸力分布を理論的に求めた。各現場に則して計算されたこれらの値は実際の測定結果を検討するうえで基準となるものであろう。また、ロックボルトに蓄えられるひずみエネルギー量から支保設計に対する基本的な考察ができることを示した。

一方、この解析は一本のロックボルトの効果を基準として考えており、たとえばシステムロックボルティングの効果のようなロックボルト間の相互作用は含まれていない。また、岩盤の変形は弾性的なものばかりではなくゆるみ域によるものも重要であろう。しかし、これらについてもここで示したような解析結果を一つの基準として考察していく必要があろう。

参考文献

- [1] 斎藤, 天野; 第14回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集, pp.76~80, 土木学会, 1982

(51) Theoretical Studies on the Design of Rockbolting in Tunnels

by

Toshiaki SAITO
Kyoto University

The axial stress distributions in rock bolts induced with the tunnel face advance are analyzed theoretically, after they are installed close at the tunnel face. At first, the rock displacements around the circular tunnels with the advance of the face are calculated under the three dimensional stress state. The axial stress in the rock bolts are induced through the fundamental interaction between rock mass and rock bolts accompanied with these rock displacement. The results obtained seem to be very useful as one of the standards to examine the measuring data.

Further, the fundamental design method for rock bolting based on the total amount of strain energy stored in the rock bolts is proposed. According to this method, the length and density of rock bolting can be estimated roughly.