

京都大学 正 太田秀樹

〇谷本親伯

1. はじめに

比重が $2.0 \sim 2.2 \text{ t/m}^3$ 程度の多孔質の軟岩や強く過圧密された粘土（または泥岩）から成る地山にトンネルを掘ると、地山材料の強度に較べてかぶり厚が大きい場合、地山が膨張してトンネル断面内に侵入してくる可能性が強い。ここではこのような、いわゆる「膨張性地山」内のトンネルの挙動について考えてみる。考察の第一歩として、トンネルの掘削直後の変形について解析し、その後、得た解析結果を参考に議論を進めることとする。

2. 双曲線型応力-ひずみ関係を用いた解析

図-1に示されているような場合を考える。掘削前には地山中の応力は等方的に σ_0 なる値であるとし、半径 1 であるトンネルを掘削すると、瞬時にその半径が $1+y$ になるとする。当然 y は負の値である。トンネル内壁にかかる圧力は p で示されているが、圧気でも使用していないが、通常は $p=0$ である。トンネル掘削により半径方向応力 σ_r

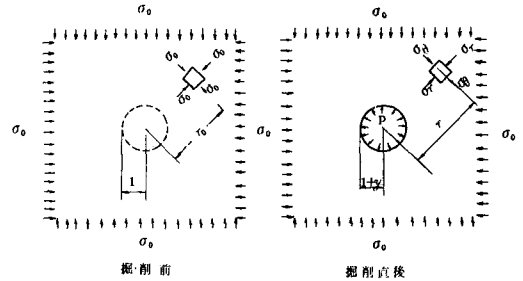


図-1

と円周方向応力 σ_θ とが変化し地山材料はせん断変形を受ける。すなわち軸差応力 $\sigma_\theta - \sigma_r$ または $\sigma_\theta - \sigma_r$ が増大し軸ひずみ ϵ_1 が増加するわけである。これを示したのが図-2である。解析に用いた応力-ひずみ関係はコンドナーにより提案された双曲線型のもので次式で与えられる。

$$\sigma_\theta - \sigma_r = \frac{\epsilon_1}{1/E_0 + \epsilon_1/g_u} \quad (1)$$

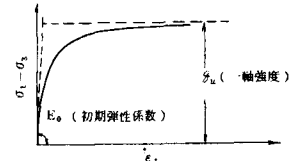


図-2

ここで E_0 は図-2に示されているように初期弾性係数であり、 g_u は1軸強度である。なおせん断にもなう体積変化はゼロであるとす。比較的軟弱な粘土の場合、急速な変形に対しては体積変化をゼロと置いておいても構わない。しかし、軟岩のような場合ではせん断に伴ない膨張しようとしてかなり大きな水の間げき水圧を生じ、実際には間げき水中の空気が気化し、また水自体も減圧により常温下で沸騰することもありうる。このような場合にも体積変化ゼロとするのは問題があるが、ここでは一応この仮定をおいている。(1)式のパラメータは E_0 と g_u の2つであるが、(1)式を変形して計算すると $E_0 = 2E_{s0}$ となるので、 E_{s0} から E_0 を求めてもよい。

さて(1)式を用いて掘削直後の応力変化を求めると次のような結論が得られる。

$$\frac{\sigma_\theta - \sigma_r}{g_u} = \frac{1}{2} \ln \left\{ 1 - \frac{1}{2r^2} \frac{E_0}{g_u} \frac{P_a}{1-P_a} \right\} \quad (2)$$

$$\frac{\sigma_\theta - \sigma_\theta}{g_u} = \frac{1}{2} \ln \left\{ 1 - \frac{1}{2r^2} \frac{E_0}{g_u} \frac{P_a}{1-P_a} \right\} + 1 / \left(1 - \frac{1}{2r^2} \frac{E_0}{g_u} \frac{P_a}{1-P_a} \right) - 1 \quad (3)$$

$$\frac{\sigma_\theta - \sigma_r}{g_u} = 1 - \frac{1}{1 - \frac{1}{2r^2} \frac{E_0}{g_u} \frac{P_a}{1-P_a}} \quad (4)$$

$$\text{ここで } P_a = -\frac{g_u}{E_0} \left[\exp \left\{ 2 \cdot \frac{\sigma_\theta - p}{g_u} \right\} - 1 \right] \quad (5)$$

これらの式からわかるように応力状態は E_0/g_u と $(\sigma_\theta - p)/g_u$ によってまわってくる。通常は $p=0$ から、結局

E_0/g_u と σ_0/g_u とで表わすことになる。 E_0/g_u は地山材料の剛性と強さに関係する値であるが、 σ_0/g_u は掘削前の地山内応力と材料の強度の比である。具体的な数値を入れて計算した例が図-3、図-4に示してある。図-3はトンネル壁から離れるに従って軸差応力 $\sigma_\theta - \sigma_r$ がどのように減少するがを示したもので σ_0/g_u が小さいと急速に安全になることがわかる。また図-2に示すような応力-ひずみ関係を使っているので、トンネルの壁近くでも深溝して破壊に至るに至らず、その分も遠くの材料が余分に変形して強度を発揮していることが注目される。図-4は平均主応力の变化を示しているが、ここで注目されるのは弾性論の結果と異なり、平均主応力がかなり減少することである。すなわち掘削前に地山材料がうけていた拘束圧は、掘削によってかなり小さなものになる。弾塑性論でも同じ傾向が得られ、村山が指摘しているように拘束圧減少による地下水膨張が無視し得ないことがわかる。

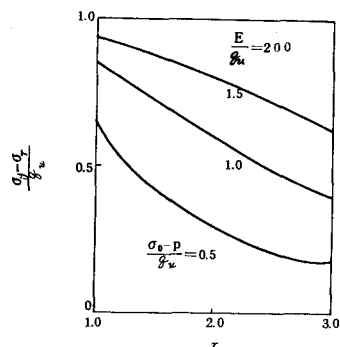


図-3

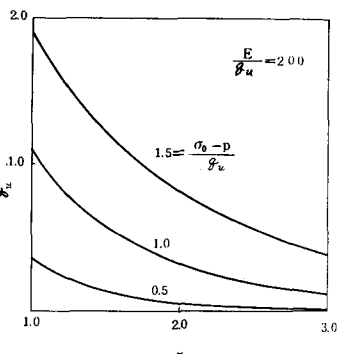


図-4

3. 膨張機構

掘削直後のトンネルのつりあいは、地山材料の変形により発揮されるせん断抵抗力によって保たれたとしよう。しかしながら、地山材料がある一定の変形量を発揮できるせん断抵抗力は、通常の軟岩や過圧密粘土の場合、時間とともに減少する。したがって長期的なつりあいを保つためには、地山材料がさらに変形する必要があり、これが膨張性と呼ばれる性質を示す原因であると考えられる。せん断抵抗力が減少し、また同時に体積の増大が生じる。体積増加の原因は、せん断に伴うダイレイタンスーと、拘束圧減少に伴う膨張とである。このような変化の結果、トンネル周辺の応力状態も変化するであろう。せん断抵抗力減少の理由として、次のようなものが考えられる。

1. せん断直後に発生する大きな負の荷重き水圧が、水中の空気の気化や水自身の気化により、また時間とともに、次第に吸水または吸気が行なわれることにより、減少してゆく。このことは有効応力表示での拘束圧の極端な減少を意味し、一定の変形量を発揮するせん断抵抗力が大きく減少する。
2. トンネル掘削により生じた応力変化の結果、周辺地山の拘束圧が減少し、1と同じ理由でせん断抵抗力が減少する。
3. クリープによるせん断抵抗力の減少。
4. ピーク強度を過ぎた場合に、次第に残留強度にまでせん断抵抗力が減少する。

上述の他にもあるかもしれないが、ここではこれらの大小関係を少し検討する。3. のクリープによる抵抗力減少はせん断直後に発揮される抵抗の3割程度であろうと予想され、掘削直後に発揮される抵抗力が強度の7割以下であれば、極端に大きな影響はないと考えられる。4. の残留強度は、ピーク強度を大きく下回ることがありうるが、地中での拘束圧の絶対量が大きい場合には、通常の試験で与えられる残留強度ほどには小さくならないものと考えられる。1および2で減少する場合は地山材料のみがけの過圧密比によって異なる。たとえば新潟県地方にみられる泥岩では過圧密比が8~20程度と推定されるので、せん断抵抗力の減少は、1、2の原因をあわせると、掘削直後の抵抗の7割から5割程度に達すると考えられる。すなわち掘削直後の抵抗力の3割~5割程度の抵抗力に減ずるものと考えられる。これらの理由による強度低下は時間と共に生じるものであるが、このような現象を工学的にどう処理するがについてはNATMなどの経験から今後考えねばならない課題である。