III-270　NATMによるトンネルの新しい設計法(2)

飛島建設(株)　正員　○福島啓一
飛島建設(株)　正員　松尾勝弥

1. 概要　岩盤力学の原理を生かした新しいトンネル工法として、NATMが最近、日本でも注目されており、施工例も増えてきている。　この工法は実験工事の経験及び現地での計測に岩盤力学的考察を加えて成立したものであるが、現象の定量化はまだ十分なされていない。　その原理や特徴についての定性的な説明と、同工法の創始者L.V. Rabcewiczらによって提案された設計公式[1)2)]との間には矛盾や不一致が残されている。　筆者は先に鉛直土圧P_vと水平土圧P_hが等しい地山内の円型トンネルについて、これらの矛盾を解決できる公式を導いたが、鉛直方向一次圧が卓越する場合にも適用できるように拡張するものである。　なお、これにより$P_v > P_h$の場合でもトンネルが側圧によって壊れるという、よく知られている現象ではあるが、従来、説明のつかなかった問題を解明することができた。

2. NATMの原理　この工法は経験から得られた次のような岩盤力学上の知識をもとに考案されたものである。　a)トンネルは内空断面の変形Δaをある程度許すと支保工にかかる荷重p_iは減少する。　Δaがある値Δa_{opt}を越すとp_iは増えはじめ、p_iの最小の点が存在する。　Δa_{opt}より僅かに少ない変形量になるようにすると安全で経済的なトンネルをつくることができる。(図-1)

b)トンネルは最大土圧の方向と直角方向の地山が、トンネル内へ向って押し出され、地山及び巻立がせん断されて破壊する。(図-2)

c)支保工(外側巻立)は地山に密着した薄肉の曲げ抵抗EIの小さい部材(吹付コンクリートやアンカーボルト)とすることにより曲げモーメントでは破壊せず、せん断で破壊する。

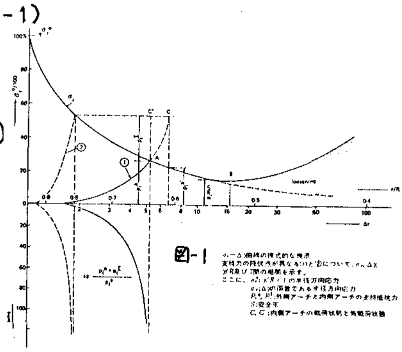

図-1

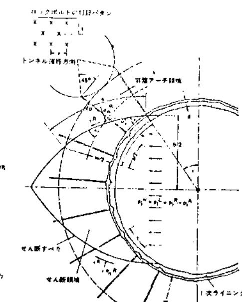

図-2

d)アンカーボルトは地山補強にもなる。　e)その他

3. 解析上の仮定　a)鉛直土圧P_v、水平土圧P_hが働く無限大の弾性地山内に半径aの円型トンネルを掘削するものとする。　b)トンネル内では半径方向に支保工反力p_iのみが働く。　c)塑性領域内では軸対称の応力分布になると仮定する。　d)岩盤は降伏までは完全弾性体、降伏後は完全塑性体とし、降伏条件はMohr-Coulombの規準に従う。　e)弾性範囲については各放射線上ごとにR一定で弾塑性境界において内圧$p = \sigma_r(R)$を受ける円孔のまわりの応力分布と等しいと仮定する。　f)塑性域では半径方向の直線は変形後も直線である。

以上の仮定を設けることにより接線方向の力の釣合いや変位に多少の誤差は入るが計算の簡略化のために導入した。　(従来、"弾性域の応力はトンネル周辺が一部塑性化しても全体が弾性体と仮定した場合の応力分布と変わらない"とする、もっと簡単な仮定を用いたので[4)]塑性領域の範囲に大きな相異を生じている。　また従来の方法は、側壁からの押し出しを理由づけることはできない。)

4. 解析理論　a)塑性域──σ_r, σ_θが主応力となるゆえ、Mohr-Coulombの破壊規準の式でσ_r, σ_θとの間には

$\sigma_\theta = \sigma_r \frac{1+\sin\phi}{1-\sin\phi} + \frac{2 \cdot C \cdot \cos\phi}{1-\sin\phi}$ ----①　；ϕ, Cは内部摩擦角、粘着力とする。　また、軸対称の応力釣合い方程式は、$\sigma_r + r \cdot \frac{d\sigma_r}{dr} = \sigma_\theta$ ----②　で表わされ、①,②式より塑性域内の応力は、$\sigma_r = -C \cdot \cot\phi + (p_i + C \cdot \cot\phi)\left(\frac{r}{a}\right)^{\frac{2\sin\phi}{1-\sin\phi}}$ ---- ③　$\sigma_\theta = \sigma_r \frac{1+\sin\phi}{1-\sin\phi} + \frac{2 \cdot C \cdot \cos\phi}{1-\sin\phi}$ ----④　$\tau_{r\theta} = 0$ ----⑤となる。

b)弾性域──$K_A = P_h / P_v$とし、鉛直方向一次圧が卓越する場合の弾性応力状態は、Rを弾塑性境界の半径として、

$$\sigma_r=\frac{P_v}{2}(1+K_A)\left(1-\frac{R^2}{r^2}\right)-\frac{P_v}{2}(1-K_A)\left(1-4\frac{R^2}{r^2}+3\frac{R^4}{r^4}\right)\cdot\cos 2\theta+\sigma_R\frac{R^2}{r^2}\quad\text{----⑥}$$

$$\sigma_\theta=\frac{P_v}{2}(1+K_A)\left(1+\frac{R^2}{r^2}\right)+\frac{P_v}{2}(1-K_A)\left(1+3\frac{R^4}{r^4}\right)\cdot\cos 2\theta-\sigma_R\frac{R^2}{r^2}\quad\text{----⑦}$$

$$\tau_{r\theta}=\frac{P_v}{2}(1-K_A)\left(1+2\frac{R^2}{r^2}-3\frac{R^4}{r^4}\right)\cdot\sin 2\theta\quad\text{----⑧}$$

となる。

c)弾塑性境界――$r=R(\theta)$において応力は釣合っているので、④,⑦式より、$P_v(1+K_A)+2P_v(1-K_A)\cos 2\theta-\sigma_r=\sigma_r\,\frac{1+\sin\phi}{1-\sin\phi}+\frac{2\cdot C\cdot\cos\phi}{1-\sin\phi}$ ----⑨　また $r=R(\theta)$における σ_R は、③式より、$\sigma_R=-C\cdot\cot\phi+(p_i+C\cdot\cot\phi)\left(\frac{R}{a}\right)^{\frac{2\sin\phi}{1-\sin\phi}}$ を⑨式に代入し、Rを求めると、

$$R(\theta)=\left\{\left[\left(2C\cdot\cot\phi-2C\cdot\cos\phi+(1-\sin\phi)\cdot P_v\cdot(1+K_A+2C\cdot\cos 2\theta-2\cdot K_A\cdot\cos 2\theta)\right)\right]\Big/2(p_i+C\cdot\cot\phi)\right\}^{\frac{1-\sin\phi}{2\sin\phi}}\times a\quad\text{----⑩}$$

⑩式より弾塑性半径を求めることができる。

d)弾塑性境界での変形――初期応力による変形を差し引き、$U_r=\frac{1-\nu^2}{E}\left[\frac{P_v}{2}(1+K_A)\cdot R+\frac{P_v}{2}(K_A-1)\cdot 3R\cdot\cos 2\theta-\sigma_R\cdot R\right]+\frac{\nu(1+\nu)}{E}\left[\frac{P_v}{2}(1+K_A)-\frac{P_v}{2}(1-K_A)R\cdot\cos 2\theta+\sigma_R\cdot R\right]$ ----⑪　$U_\theta=-\frac{1-\nu^2}{E}\left[\frac{P_v}{2}(1-K_A)\cdot 3R\cdot\sin 2\theta\right]$ ----⑫となる。

e)掘削面の変形――体積膨張率を $K=A_p/A$　A_pは塑性領域の変形後の体積、Aは塑性領域の変形前の体積とし、$A=(R^2-a^2)\cdot R\cdot d\theta$ ----⑬　$A_p=\{(R+U_r)^2-(a+\Delta a)^2\}\cdot(R+U_r)\cdot(d\theta+d^2\theta)$ ----⑭　であり、$d^2\theta\doteqdot U_\theta'/(R+U_r)$ ----⑮で表わせる。　よって、$\Delta a=\sqrt{(R+U_r)^2-\{K\cdot A/(R+U_r)(d\theta+d^2\theta)\}}-a$ ----⑯　で求められる。（$d\theta$は考えている扇形の内部角）

5．計算例　$a=360^{cm}$，$P_v=40^{kg/cm^2}$，$C=7.5^{kg/cm^2}$，$\phi=15°$，$E=4000^{kg/cm^2}$で K_A，Kを変えて計算した例を次の図－3～図－5に示す。　なお、$K_A=\frac{\nu}{1-\nu}$に対応するポアソン比を用いている。

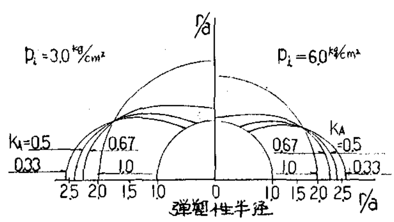

図-3 塑性域図

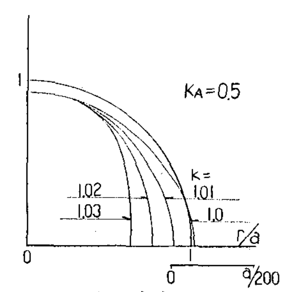

図-4 内空変形図

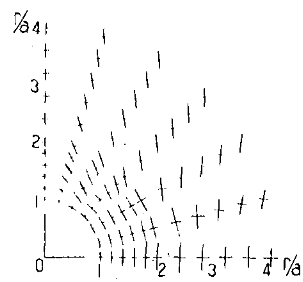

図-5 主応力図 KA=0.33

6．設計法　塑性域内はせん断破壊に対する安全率は1.0であり、主応力方向に対し $\alpha=\pi/4-\phi/2$ の角度をなすらせん形のせん断面沿いに滑ろうとし、支保工によって支えられている。　この抵抗すべき水平力Hは、$H=\int_{-\theta}^{\theta}p_i\cdot a\cdot\cos\theta\cdot d\theta=2\cdot p_i\cdot a\cdot\sin\theta$ ----⑰で求められる。次に、吹付コンクリート内の主応力は接線方向なので、これに対し、$\alpha=\pi/4-\phi/2$ の角度でせん断されようとし、その時の抵抗力 T_sは $T_s=\frac{2d}{\sin\alpha}\tau_a$ ----⑱となる。　水平面からの角度が $90°-\alpha$ 以上になると、水平力が主となり、水平にせん断され易く、せん断長さは急激に長くなる。そのため、最も危険な断面は水平面と $90°-\alpha$ をなす面である。　この時の水平力は $H=2\cdot p_i\cdot a\cdot\sin(90°-\alpha_c)$ ----⑲である。　次に、ロックボルトは一般に半径方向に打設されるので、$P_A=\frac{R_R}{e\cdot t}$（R_R；ロックボルト引抜き耐力　$e\cdot t$；ロックボルト打設間隔）を p_iより差し引く。　また、ロックボルトの地山強化の効果はせん断面におけるS字状に変形したロックボルトの抵抗力を考え、地山の C,ϕ の増加を考える。[5]

以上、まとめて、$2\cdot\left(p_i-\frac{R_R}{e\cdot t}\right)\cdot a\cdot\sin(90°-\alpha_c)=2\cdot d\cdot\tau_a/\sin(90°-\alpha_c)$ ----⑳

よって、吹付コンクリートの厚さdは　$d\geqq\left(p_i-\frac{R_R}{e\cdot t}\right)\cdot a\cdot\sin^2(90°-\alpha_c)/\tau_a$で決定される。

参考文献　1. L.V. Rabcewicz：Stability of Tunnels Under Rock Load (Water Power 1969 June, July, August)
2. L.V. Rabcewicz, J. Golser：Principles of dimensioning the supporting system for the "New Austria Tunnelling Method" (Water power 1973 Mar)
3. 福島啓一：NATMによるトンネル支保工の新しい設計法（1979 土木学会第34回年次学術講演会）
4. Kastner, 金原弘訳；トンネルの力学（森北出版）　5. G. Feder：Zur Wirkungsweise der Systemankerung von Hohlraumbauten in isotropem festem Gebirge (Berg- und Hüttenmännische Monatshefte 1976.6)