

(株)熊谷組 正会員 御手洗 良夫
同上 同上 北原 正一
同上 同上 上野 正高

1. はじめに

近年、NATMの導入により、トンネル施工時には計測を行ない施工管理を行なうようになってきた。その結果、トンネル及び地山の挙動の生データが数多く蓄積されて、これまで経験工學といわれていたトンネル工學も定性的でなく定量的にトンネルの挙動を捉えるようになってきた。

一方、岩盤力学の研究も盛んに行われ、数多くの成果があげられており、又電子計算機の発達に伴ない解析手法の進展と相まって、地山挙動のメカニズムは徐々に説明されつつある。

しかしこうした進んだ解析手法を用いて得た結果と実際の挙動とはおおよそ一致しない事がある。この理由としては主に解析においては、地山挙動をひずみこそ全ての要因を織り込めない事や地山挙動のモデル化、物性のとり方等が考えられる。こうした中で、トンネル施工で最も問題がある膨張性を呈するような地山においては、地山の破壊後の挙動が地山挙動のメカニズムを的確に把握する上で最も重要なファクターであると考えられる。本研究は、岩石の三軸試験結果より得られた応力-ひずみ関係をもとに岩石の破壊後の応力-ひずみ関係(ひずみ軟化)を考慮した解析を行ない、地山挙動のメカニズムを求明するとともに、より合理的なトンネル支保の確立を目的として行なったものである。

2. トンネル掘削による地山挙動

トンネル掘削により、トンネル変形が生じ、同時に地山内では応力の再配分が行なわれる。この過程で地山がどのような変化を把握するために、Fig 2-1に示す岩石の三軸試験の結果の一つの手段となる。この図は軟岩で強膨張性を呈した地山のものであるが、破壊後明らかにひずみ軟化が起きている事がわかる。この応力-ひずみ曲線は弾性挙動を示す領域(OA)、破壊後に達した後応力が徐々に減少し残留強度(σ_r)に達する領域(AB)、続いて流動域(BC)と三つの領域に分かれる。トンネル周辺においても掘削により、このようなメカニズムで変化しているものと考えられる。

内空変位測定でトンネル半径の5~10%以上の変形を生ずるような膨張性地山では、どのようにして変形をコントロールしていかかという事が問題となるが、地山内の挙動を考慮し、支保能力を決定する事が必要である。従来からトンネル荷重は地山自体でもたえるという、いわゆるグラントアーチの効果という事がいわれていたが、こうした点からいうと理想的にはFig 2-1のABの領域で地山状態を抑え、BC領域まで地山を劣化させないような支保を設計するのが望まれる。

そこで地山内の変化を的確に把握するために、三軸試験結果で得られた応力-ひずみ関係を地山モデルにあってはめて解析を行なう。

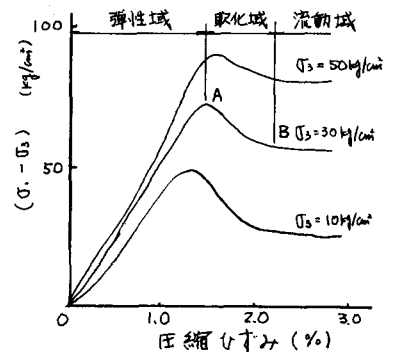


Fig 2-1

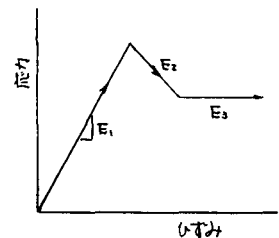


Fig 2-2

Fig 2-1 で得られた試験結果を Fig 2-2 に示すような形で応力-ひずみ関係をモデル化する。モデル化にあたっては次の基本仮定を設ける。

(1) 破壊基準はモール・クーロンの破壊基準を用いる。

$$\sigma_d = C_0 \cos \phi_0 + \sigma_m \sin \phi_0 \quad \dots (2-1)$$

$$C_0: \text{せん断力} \quad \sigma_d: \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \quad \sigma_1, \sigma_3: \text{主応力}$$

$$\phi_0: \text{内部摩擦角} \quad \sigma_m: \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}$$

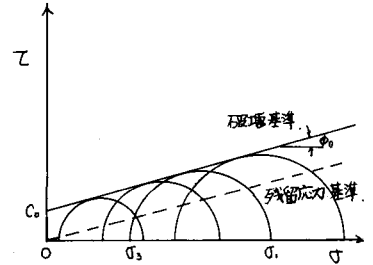


Fig 2-3

(2) 破壊後の軟化領域では、最小主応力 (σ_3) 一定で変化する。

(3) 軟化領域での傾き (E_2) は、最小主応力 (σ_3) の変化によって変わる。多くの岩石試験の結果によると Fig 2-4 に示すように最小主応力によって軟化領域における傾きが変化する事がわかる。この傾き α を (2-2) 式を用いて表す。

$$\tan \alpha = N (e^{\frac{\sigma_3}{\sigma_c}} - 1)^4 \quad \dots (2-2)$$

σ_c : 一軸圧縮強度, σ_3 : 最小主応力

N : 三軸試験結果より求める定数 (一般に $N=10$)

(2-2) 式は最小主応力 σ_3 が σ_c のある割合で負荷されることにより、軟化領域の傾き α が変化する事を意味する。従って軟化領域の傾き α は岩石のもともとする物性値と最小主応力によって表わされる。Table 2-1 に $N=10$ の場合の σ_3/σ_c と α の関係を示す。

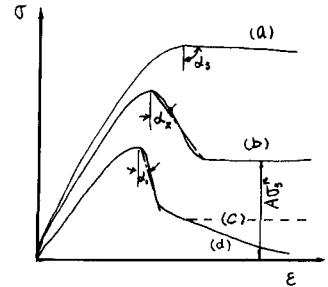


Fig 2-4

(4) 残留応力 σ_r は (2-3) 式で表わす。

$$\sigma_r = A \cdot \sigma_m^n$$

A, n : 三軸試験結果より求める定数。

残留応力は Fig 2-3 に示すように $C_0 = 0$ となり、内部摩擦角 ϕ_0 のみの拘束となると考える。

Table 2-1

σ_3/σ_c	$10(e^{\frac{\sigma_3}{\sigma_c}} - 1)^4$	$\alpha (^\circ)$
1.2	289	89.8
1.0	87	89.3
0.8	22.5	87.4
0.6	4.7	78
0.5	1.8	60
0.3	0.15	8.5
0.2	0.02	1.14

3. FEM解析

地山のモデルは2章で述べたものを織込み、Zienkiewicz 等が報告している初期応力法を用いてFEM解析を行なう。荷重は段階的に荷重増分として与え、すべり弾性係数 E を用いて応力、ひずみを算定する。破壊基準をオーバーしているものについては最小主応力 σ_3 によって変化する E_2 を用いて応力を算定し、過剰応力は軟化領域のスロープに収束するように繰返し計算で拘束する。全荷重について応力と変形量を算定する。

(参考文献)

1. Kwun Yeelo and chack Fan Lee ; Stress analysis and slope stability in strain-softening material, Geotechnique 23, 1973
2. Stein Shure and Hou-Yim ko ; Stress analysis of strain-softening material, Numerical Method in Geomechanics, ASCE, 1976
3. 川本勝夫, 石塚与太郎; ひずみ軟化を考慮した岩盤掘削の解析, 土木学会論文報告集, 8, 1981