

# 散逸エネルギーを考慮したトンネル周辺岩盤の安定性評価

渡辺豊彦<sup>1</sup>・岸野佑次<sup>2</sup>

<sup>1</sup>正会員 工修 鹿島建設株式会社東北支店 (〒980 仙台市青葉区二日町1番27号)

<sup>2</sup>正会員 工博 東北大学教授 工学部土木工学科 (〒980-77 仙台市青葉区荒巻字青葉)

軟岩を対象としたトンネルの施工では周辺岩盤に塑性域の発生を許して施工されることが多い。軟岩のピーク強度以降の応力-ひずみ関係にはひずみ軟化や塑性流動が含まれ、その発生形態は岩の種類・拘束状態により多様なため、ピーク以降の岩盤安定性の評価を応力やひずみを用いた単独の指標で行うことは困難である。本文は、各種の岩のせん断試験結果をパラメータ的にモデル化し、応力とひずみの両者を複合した指標である散逸エネルギー等の概念を用いて安定性の評価を行う方法を提案するものである。

**Key Words :** stability evaluation, tunnel excavatin, strain softening, dissipation energy

## 1. はじめに

トンネル周辺岩盤の安定性評価は、岩盤個々の力学特性に応じてなされる必要がある。とくに、新生代第三紀に形成された泥岩、凝灰岩等の堆積軟岩は、土砂が岩になる過程の地質であり、土砂に類似した均一体としての力学特性をもっていることに着目する必要がある。つまり、硬岩のように、岩盤中の割れ目や断層等の不連続面の大きさ、分布のような構造に依存した力学特性でなく、岩質そのものによって支配される傾向が強いため<sup>1)</sup>、岩石コアの一軸圧縮強度( $q_u$ )、せん断強度( $c, \phi$ )、変形係数( $E, \nu$ )、クリープ特性、スレーキング特性に関する指標が安定性評価を行う上で重要となる。

これらの個々の要因については、すでに多くの研究者によってとり上げられており、岩の時間依存性を考慮した岩盤安定解析プログラムも提案されている。また、岩のひずみ軟化性を考慮したトンネルの岩盤解析については、いくつかの提案がなされているが、いずれもトンネル壁面と無限遠の応力の境界条件を用い、軟化域の強度定数( $c, \phi$ )はひずみに線形比例すると仮定した解析がなされている。塑性域および弾塑性境界における応力とひずみの連続性を表現する手法としては、軟化域において負の勾配を示す変形係数を導入する方法<sup>2)</sup>や同心円環要素を用いて繰返し計算を行う方法<sup>3)</sup>などがある。

しかし、このような解析を実際の工事計画に反映

させる際には、地山状況の多様性や解析技術、解析コストの制限があるため、地山安定性評価については、地山強度比( $q_u/\gamma h$ )<sup>4)</sup>および膨潤性やスレーキング特性等の物理化学的指標<sup>5)</sup>を主体にした評価が行われているのが現状である。

ところで、同じ一軸圧縮強度の岩でも $c, \phi$ の値が異なることにより、与えられた地圧、トンネル形状に対する岩盤内の応力ひずみ分布、さらに掘削に対する安定性が異なる。したがって、地山安定性評価においては、この点については充分配慮する必要がある。また、軟岩を対象にしたトンネル掘削では、通常、トンネル周辺岩盤にゆるみ領域の発生を許して施工されるので、岩盤の安定性評価では弾性域(ピーク強度以前)のみならず、塑性域(ピーク強度以降)を含む力学特性を考慮する必要がある。

軟岩のピーク強度以降における応力ひずみ関係を調べると、瞬時のうちに分離破壊を起こす脆性的な岩、ピーク時強度を維持しながら大きな塑性変形を生じる延性的な岩、その中間の挙動を示すひずみ軟化性の岩など、いろいろな性状の岩が存在することがわかる。これらの違いは、ピーク時と残留強度状態の強度定数比( $\phi/\phi, c_r/c$ )といった応力に関する指標と、軟化ひずみ比( $A$ )等のひずみに関する指標を複合的に組み合わせることによって表現できるため、エネルギーや仕事の概念を導入することが有効となる。

本研究は、堆積軟岩中に構築されるトンネル周辺

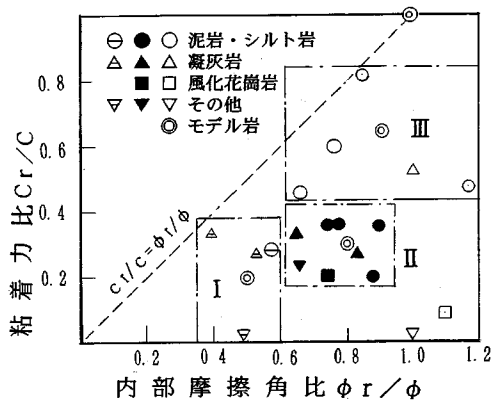


図-1 ピーク時と残留強度時の強度定数比<sup>7), 8), 9)</sup>

岩盤の安定性評価の1手法を提案するものであり、主として、岩盤のピーク強度以降の挙動に着目した検討を行っている。まず、岩盤のせん断強度定数( $c, \phi$ )および、ひずみ軟化等の塑性領域の変形特性を考慮した応力ひずみ分布を簡易解析によって求めた。つぎに、ピーク以降の応力ひずみ特性が岩種や拘束条件により多様であり、トンネル周辺岩盤の安定性評価を、ピーク以前の評価のように、緩み深さや壁面ひずみといった応力やひずみに関する単一指標のみで行うことは困難であることを説明した。最後に、ピーク強度以降の岩盤安定性評価には、応力とひずみの複合指標であるエネルギーや仕事の概念を用いることが有効でそれによってピーク以降の安定性評価を統一的に行えることを検討事例で説明した。

また、トンネル周辺岩盤の限界状態としては2.(2)で述べるように、壁面岩盤のひずみ状態が軟化から流動に移る遷移点(完全軟化点)以降、急激にトンネル壁面変位が増大し、岩盤の安定性が減ずること、および、実トンネルでも、この付近のひずみ以降ではロックボルトの増し打ち等の支保の補強が目立つことなどに着目し、本文においては、この点を限界状態(基準状態)と定義し、この時点におけるエネルギーをもとに安全性の指標を定義した。

なお、トンネル周辺岩盤の安定性評価をエネルギー論で行う方法として、形状弾性ひずみエネルギーの概念を用いる方法<sup>6)</sup>なども提案されているが、本文においては塑性域を対象としているため、弾性ひずみエネルギーや散逸エネルギーおよび仕事の概念を用いることとした。

## 2. トンネル周辺岩盤の安定性評価と用語の定義

トンネル周辺岩盤の応力、ひずみ、安定状況を岩

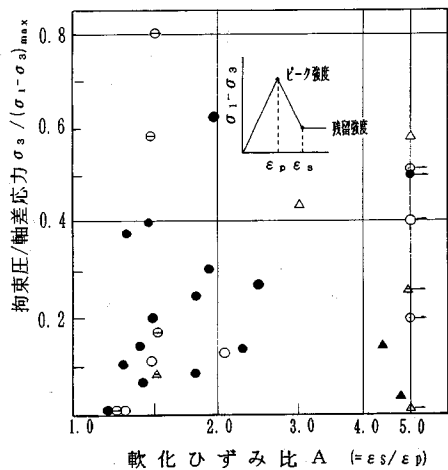


図-2 拘束圧と軟化ひずみ比の関係<sup>7), 8), 9)</sup>

のピーク強度以降のせん断特性に着目して、定性的に把握するために簡易解析によって検討する。

### (1) 解析の仮定

トンネルの断面形状は円形とし、外圧は等圧(側圧係数は1.0)とする。岩盤の応力-ひずみ関係は、堆積軟岩について実施された三軸圧縮試験の結果<sup>7), 8), 9)</sup>を整理し、つぎのようにモデル化した。

#### a) ピーク時の強度特性

堆積軟岩の一軸圧縮強度( $q_u$ )は、一般には10kgf/cm<sup>2</sup>から100kgf/cm<sup>2</sup>程度であるが、ここでは( $q_u$ )=30kgf/cm<sup>2</sup>と等値にし、 $c, \phi$ を変数として内部摩擦角の大きい砂系軟岩から粘着力成分の大きな泥質軟岩までの物性値を設定することで挙動の違いを比較検討した。

#### b) ピーク時以降の強度-ひずみ特性

図-1に、従来発表されているデータをもとに各種軟岩のピーク時と残留強度時における強度定数( $c, \phi, c_r, \phi_r$ )の関係を示した。

これによると、内部摩擦角( $\phi$ )は、残留強度状態においても低下しないか、低下の度合は比較的小さいが、粘着力( $c$ )の低下は、一般に大きいと言える。なお、図中の一点鎖線の囲いは強度定数比の大きさによる層別を示している。Iは残留強度時の強度定数低下が比較的大きな岩、IIIは小さな岩、IIはそれらの中間を示している。破線は $c$ と $\phi$ の強度定数比が等値( $c_r/c = \phi_r/\phi$ )となる線を示している。

図-2は図-1に対応する軟岩の、軟化ひずみ比( $A = \epsilon_r/\epsilon_p$ )と拘束圧( $\sigma_3$ )の関係を示したものである。これより、つぎのことがいえる。

i) 一般に、拘束圧が大きくなると、軟化ひずみ比は

表-1 解析用岩盤物性値

岩盤の一軸圧縮強度 ( $qu$ )	3000 t/m <sup>2</sup>			
変形係数 ( $E$ )	30000 t/m <sup>2</sup> $\nu=0.4$			

ピーク時	$\phi^*$	5	15	30	45
強度定数	$c$ t/m <sup>2</sup>	137	115	87	62

	群	I	II	III	
軟化ひずみ	A	1.5	2.0	3.0	$\infty$
比(A)・強	$\phi_I/\phi$	0.5	0.8	0.9	1.0
度定数比	$c_I/c$	0.2	0.3	0.65	1.0

大きくなり延性化傾向を示す。しかし、ほとんど変わらないものもあり様でない。

ii)強度定数が小さい岩(I)は軟化ひずみ比(A)も小さく脆性を示す傾向にあり、大きい岩(III)はひずみ比(A)も大きく延性的傾向を示す。しかし、これについても相関性は余り強くない。

c) 解析用物性値

ピーク時の強度物性値( $c, \phi$ )は一軸圧縮強度が等しい条件で、4タイプの組合せを設定した。ピーク強度以降の強度物性値の代表的な組合せを、図-1, 2を参考にして4タイプ(図-1の○印)選定し、表-1に示した。ここで強度定数比( $\phi_I/\phi, c_I/c$ )と軟化ひずみ比(A)は連動するものとした。なお、ダイレイタンスや時間依存性等については考慮しないこととする。

(2) トンネル周辺岩盤の破壊と安定性評価

岩盤要素のピーク強度での破壊基準は、モール・クーロン式によるものとした。また、トンネル周辺岩盤全体の安定性評価はエネルギーおよび仕事の概念を用いて行った。つぎに、本文において使用される用語について定義ならびに、注釈を加えることとする。

a) 弾性域と塑性域

軟岩は、金属のような分子結合された物質と異なり多くの結晶体であるため、ピーク強度以前においても構成粒子間のすべりにより残留ひずみを発生する<sup>10)</sup>。軟岩を対象にしたある実験の例では、ピーク強度以前でも全ひずみの約50%が非回復性であり、それに対応する散逸エネルギーの存在も確認されている<sup>11)</sup>。このため、この範囲は、弾性でなく「ひずみ硬化」状態と呼ぶ方が適切であるが、ここでは、通常言われているように、ピーク以前を弾性とし、トンネル周辺岩盤では弾塑性境界以深を弾性域、その内側を塑性(緩み)域と呼ぶこととした。本文では上記の理由からピーク強度以前でも全ひずみの

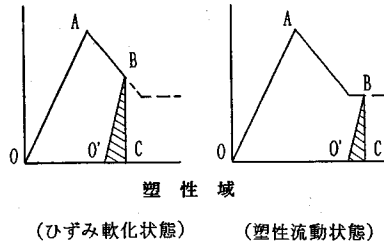
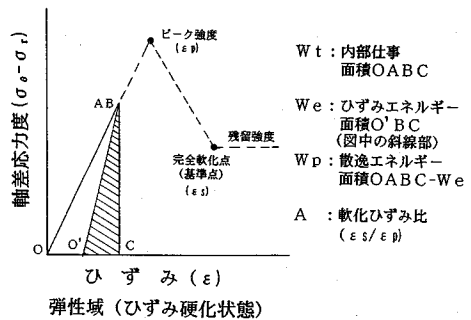
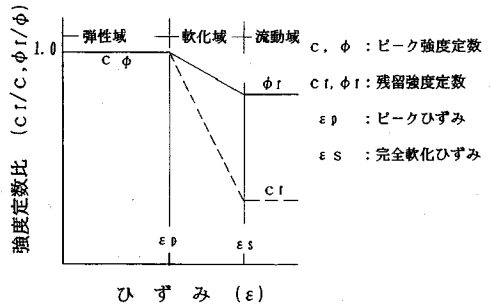
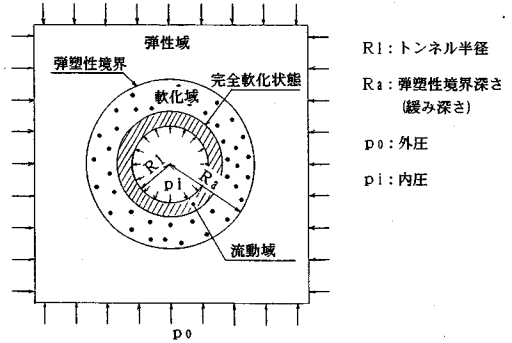


図-3 解析モデルの概要

50%を非回復性のひずみと仮定して解析した。

b) ひずみエネルギーと散逸エネルギー

トンネル掘削時に周辺の岩盤になされる仕事( $W_I$ )は、エネルギー保存則において、運動エネルギーと

熱の流入を微小値として無視すれば、弾性ひずみエネルギー ( $W_e$ )、以降ひずみエネルギーと略称する)と散逸エネルギー ( $W_p$ )の和と等値となる。

$$W_t = W_e + W_p \quad (1)$$

ひずみエネルギー ( $W_e$ )はトンネル掘削中に周辺岩盤内に蓄積される回復性のエネルギーであり、ピーク強度を超過すると、わずかなひずみで瞬発的に外部に放出され、急激に減少する。脆性岩のようにほとんど残留強度を持たない岩では  $W_e$ の大小が、岩盤の強度、ひいてはトンネルの安定性につながる。このため、岩盤のピーク強度、および  $W_e$ の大きさはトンネル掘削時の岩盤安定性を評価する上での一つの指標となる。

散逸エネルギー ( $W_p$ )は、主として、トンネル周辺岩盤の応力状態がピーク強度以降に入ったときに生じる非回復性のエネルギーであり、トンネル掘削の進行によりトンネル周辺岩盤に作用する内部応力の増加に対して、変形しながら摩擦により放出するエネルギーである。 $W_p$ の大小はトンネル周辺岩盤の変形に対する粘り強さ(靱性)を表す指標であり、ピーク強度以降のひずみ範囲を対象とした岩盤安定解析では着目する必要がある。以上のことから、ここでは、岩盤になされる仕事をひずみエネルギーと散逸エネルギーに分けて考察する。

### c) トンネル周辺岩盤の破壊・基準状態・安全率

トンネル周辺岩盤の破壊状態の定義としては、構造物として、建築限界を侵すような変形とか支保補強で対応できる限界の変形状態のように使用限界状態に基づくものと、岩盤の材料力学的な観点から、破断点、応力ひずみ曲線のピーク強度、または、ひずみ軟化を終了し流動状態に入る遷移点(完全軟化点)のように特徴的な点に基づくもの<sup>12)</sup>、さらに現場管理を目的とした代用特性値としてのひずみ量<sup>13)</sup>、ひずみ速度<sup>14)</sup>を用いる場合がある。岩のピーク以降のひずみ挙動は岩を構成する粒子の転位の増幅や内在するマイクロ・クラックの進展で非常に不安定となり、金属のような明確な破壊点は存在しない。

なお、3章に示したトンネル掘削時の外圧と壁面ひずみの関係(図-5)から分かるように、トンネル壁面岩盤が塑性流動を開始するまでは、いずれの岩も、ほぼ同様なひずみ傾向を示し、その量もわずかであるが、流動し始めると急激に壁面ひずみが増加する。

トンネル周辺岩盤マスを1つの構造系とした場合、トンネル壁面岩盤が流動を開始する状態は、外圧と変位の関係の特異点となる。この状態を基準状態と定義し、その時点におけるエネルギー等の値を基準値( $W_{er}$ ,  $W_{pr}$ ,  $W_{tr}$ )とした。

また、岩盤の安定性評価はある状態のエネルギー

等( $W_e$ ,  $W_p$ ,  $W_t$ )と基準値の比較で行い、比較値を本文における安全率( $F_{se}$ ,  $F_{sp}$ ,  $F_{st}$ )と呼ぶことにした。

$$F_{se} = \sqrt{W_{er}/W_e} \quad (2)$$

$$F_{sp} = \sqrt{W_{pr}/W_p} \quad (3)$$

$$F_{st} = \sqrt{W_{tr}/W_t} \quad (4)$$

安全率の次元として平方根を用いるのは、弾性域を対象とした応力やひずみによる破壊基準と次元を合わせるためである。

基準状態(安全率が1.0)のトンネル壁面の解析上のひずみは、軟化ひずみ比(A)が2前後では2%前後(図-11)となる。これは、約60の事例をもとに提案されているトンネル壁面ひずみの最終管理限界値<sup>15)</sup>と近似した値である。

すなわち、本文における基準状態とは、終局状態と位置づけられる状態であり、トンネル壁面ひずみの進行が顕著で、局所的に支保の変状や損傷を生じている状態である。

### (3) トンネル周辺岩盤の応力・ひずみ解析

トンネル周辺岩盤の応力・ひずみ解析は、軸対称問題としてトンネル周辺岩盤を同心円状の要素に輪切りにして検討する。本文においては、ひずみ軟化挙動を伴う岩盤への適用を考え、岩盤のせん断試験で得られた応力-ひずみ特性をもとに岩盤のひずみの大きさにより強度定数( $c$ ,  $\phi$ )を変化させて解析した。解析ではトンネル壁面および弾塑性境界の応力の境界条件、および、ひずみの適合条件を満たすように繰返し収斂計算を行った。

まず、収斂計算の回数を減じるために、弾塑性境界( $R_p$ )、および、その点のひずみの概略値をKastnerの式<sup>16)</sup>を用いた簡便法(後述)で求めた。つぎに、緩み域のひずみ分布からせん断強度定数( $c_i$ ,  $\phi_i$ )の分布を求めた。さらに応力( $\sigma_{\theta i}$ ,  $\sigma_{r i}$ )の分布をトンネル壁面の境界条件( $\sigma_r = p_i$ )をもとに、壁面から弾塑性境界まで繰返し計算を行って求めた。この計算を弾塑性境界における応力の境界条件を満たすまで( $R_p$ )を修正して行った。解析の手順を以下に示す。

#### a) 緩み域の換算強度定数( $\bar{c}$ , $\bar{\phi}$ )の算定

ピーク時の強度定数( $c$ ,  $\phi$ )をつぎの式(5)~(10)に代入して完全弾塑性岩盤として弾塑性境界深( $R_p$ )、ひずみ分布( $\epsilon_i$ )を求める。つぎにひずみ軟化性岩盤の強度定数の変化とひずみ量は線形関係にあるものとして、各点のひずみ量( $\epsilon_i$ )から各点の強度定数( $c_i$ ,  $\phi_i$ )を $c$ ,  $\phi$ ,  $c_r$ ,  $\phi_r$ を按分して求める。

$$R_a = R_1 \left[ \frac{2 p_0 (\zeta - 1) + q_u}{1 + \zeta p_i (\zeta - 1) + q_u} \right]^{1/\zeta - 1} \quad (5)$$

$$\sigma_r = \frac{q_u}{\zeta - 1} \left[ \left( \frac{r}{R_1} \right)^{\zeta - 1} - 1 \right] + p_i \left( \frac{r}{R_1} \right)^{\zeta - 1} \quad (6)$$

$$\sigma_\theta = \zeta \sigma_r + q_u \quad (7)$$

$$\varepsilon_r = (p_0 - \sigma_{ra}) \frac{1 + \nu}{E} \frac{R_a^2}{r^2} \quad (8)$$

$$q_u = \frac{2c \cos \phi}{1 - \sin \phi} \quad (9)$$

$$\zeta = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \quad (10)$$

ここで、

$R_1$  : トンネルの半径

$R_a$  : トンネル周辺岩盤の弾塑性境界

$p_0$  : 外圧

$p_i$  : 内圧

$\sigma_r$  : トンネル半径方向応力度

$\sigma_\theta$  : トンネル周方向応力度

$\varepsilon_r$  : トンネル半径方向ひずみ

$\sigma_{ra}$  : 弾塑性境界における半径方向応力度

$R_a$  とトンネル半径 ( $R_1$ ) の大小関係からつぎのように塑性域の有無を判定する。

i)  $R_a < R_1$  : 全域弾性域

$$\phi = \phi \quad c_i = c \quad (11)$$

ii)  $R_a > R_1$  かつ  $\varepsilon_i < \varepsilon_s$  : 軟化塑性域が存在

$$c_i = c - \frac{\varepsilon_i - \varepsilon_p}{\varepsilon_s - \varepsilon_p} (c - c_r) \quad (12)$$

$$\phi = \phi - \frac{\varepsilon_i - \varepsilon_p}{\varepsilon_s - \varepsilon_p} (\phi - \phi_s) \quad (13)$$

iii)  $R_a > R_1$  かつ  $\varepsilon_i > \varepsilon_s$  : 塑性流動域が存在

$$c_i = c_r \quad \phi = \phi_s \quad (14)$$

塑性域の各点の強度定数 ( $c_i, \phi_i$ ) を平均化して塑性域全体の換算定数を ( $\bar{c}, \bar{\phi}$ ) 求める。

$$\bar{c} = \frac{1}{R_a - R_1} \int_{R_1}^{R_a} c_i dr \quad (15)$$

$$\bar{\phi} = \frac{1}{R_a - R_1} \int_{R_1}^{R_a} \phi_i dr \quad (16)$$

b) 塑性域の応力・ひずみの概略値算定

換算強度定数 ( $\bar{c}, \bar{\phi}$ ) をもとにひずみ軟化特性を考慮した塑性域の応力・ひずみの概略値を求める。

式(5)~(10)に  $c, \phi$  を代入してひずみ軟化を考慮した弾塑性境界深 ( $R_a'$ ) および各点のひずみ ( $\varepsilon_i$ ) を求め式(11)~(14)により各点の強度定数 ( $c_i, \phi_i$ ) を求める。このような方法によるため、塑性域の強度定数はピークひずみ (弾塑性境界) でピークの強度定数 ( $c, \phi$ )、完全軟化点以降のひずみ範囲で残留強度定数 ( $c_r, \phi_s$ )、その中間の範囲はそれらを按分した値と、各点のひずみレベルにより異なることとなる。

c) 弾塑性境界 ( $R_a'$ ) の算定

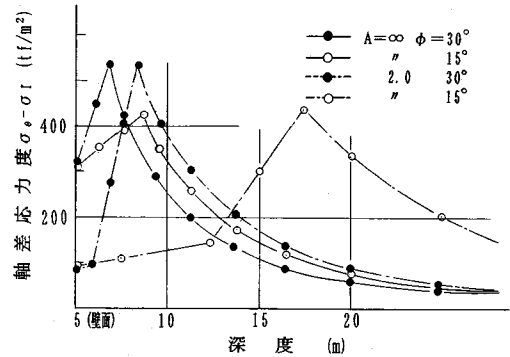


図-4 岩の種類とトンネル周辺の軸差応力分布

つぎにトンネル半径方向に輪切りにした環状要素を考え、 $c_i, \phi_i$  を次式に代入して半径方向応力 ( $\sigma_{ri}$ ) および周方向力 ( $\sigma_{\theta i}$ ) を求める。計算はトンネル壁面の境界条件 ( $\sigma_{ri} = p_i$ ) をもとに、壁面から弾塑性境界 ( $i = n$ ) まで行う。

$$\sigma_{ri+1} = \frac{q_u}{\zeta_i - 1} \left[ \left( \frac{r_{i+1}}{r_i} \right)^{\zeta_i - 1} - 1 \right] + \sigma_{ri} \left( \frac{r_{i+1}}{r_i} \right)^{\zeta_i - 1} \quad (17)$$

$$\sigma_n = \sigma_{ra} = \frac{2p_0 - qu_{un}}{1 + \zeta_n} \quad (18)$$

つぎに、弾塑性境界の応力 ( $\sigma_m$ ) と弾塑性境界の境界条件から定まる応力 ( $\sigma_{ra}$ ) とは等しくならなければならないので、この条件が満たされるまで  $R_a$  を修正して収斂計算を行う。

d) 各要素の応力、ひずみの再計算

境界条件、ひずみの適合条件が満たされた後、改めて  $\varepsilon_{ra}, c_i, \phi_i, \sigma_{ri}, \sigma_{\theta i}, \varepsilon_i$  を求める。

e) ひずみエネルギー、仕事の計算

各点の応力ひずみから、その点のひずみ状態が塑性域か軟化域か流動域かを判定し、ひずみエネルギー ( $W_e$ )、仕事 ( $W_r$ ) を幾何学的に求める (図-3)。

f) 安全率の計算

それらと基準値 ( $W_{er}, W_{r}$ ) とを比較して安全率を求める。

### 3. 解析結果とその考察

(1) 基本的な挙動

a) トンネル周辺岩盤の応力分布 (図-4)

せん断強度定数 ( $c, \phi$ ) の異なる完全弾塑性岩盤とひずみ軟化性岩盤の4種類のトンネル周辺岩盤応力分布を考察する。ここで岩盤の一軸圧縮強度はいずれも  $30 \text{ kgf/cm}^2$  で外圧 ( $p_0$ ) は  $400 \text{ tf/m}^2$  である。

ひずみ状態は、いずれの岩盤も弾塑性状態であり弾塑性境界 ( $R_a$ ) で最大の軸差応力を示すが、泥質軟

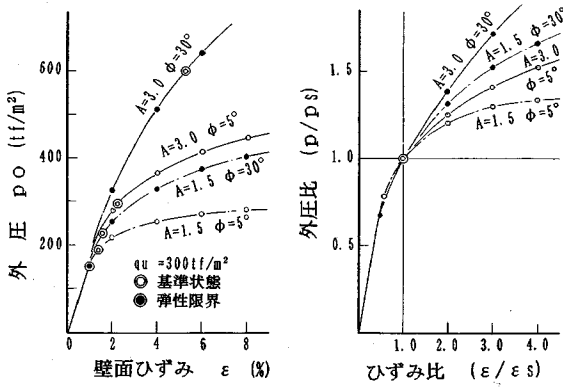


図-5 外圧とトンネル壁面ひずみの関係

岩のように、 $\phi$  が小さい場合は最大軸差応力は小さくなる。また、ひずみ軟化的軟岩 ( $A=2.0$ ) は完全弾塑性のモデル軟岩 ( $A=\infty$ ) に比べて  $R_p$  が深く、壁面近傍の応力低下が著しい。これは、前者ではピーク以降の強度低下がひずみの進行で生じるためであり、泥質軟岩において顕著である。

b) 外圧 ( $p_0$ ) とトンネル壁面ひずみの関係 (図-5)

図-5 にトンネルに作用する外圧 ( $p_0$ ) とトンネル壁面のひずみとの関係の解析結果を示した。解析は内部摩擦角 ( $\phi$ ) と軟化ひずみ比 ( $A$ ) が異なる各種の岩を対象としているため、壁面岩盤が塑性流動を開始するときの外圧 ( $p_s$ ) とひずみ ( $\epsilon_s$ ) を基準(1.0)に正規化して右図に示した。この図から分かるように、トンネル壁面が塑性流動し始めるまでは、いずれの岩もほぼ同様なひずみ増加傾向を示しているが、流動開始後は急激にひずみが増加し変曲点となる。その傾向は  $\phi$  が小さいほど、また軟化ひずみ比が小さいほど顕著である。

c) 岩盤要素のひずみ ( $\epsilon$ ) とひずみエネルギー等の関係

弾塑性状態のトンネル周辺岩盤のひずみとエネルギー等の関係を図-6 に示し考察する。

弾塑性境界 ( $R_p$ ) 以深の弾性域では、前述の仮定により、ひずみエネルギー ( $W_e$ ) と散逸エネルギー ( $W_p$ ) は等しいが、塑性域においては  $W_e$  は減少し、反対に  $W_p$  は増大する。これは、岩盤のピーク強度までは、内部応力の増大に伴い  $W_e$  は蓄積し続けるが、それ以降は塑性変形に  $W_e$  が費やされ、急激に減少し  $W_p$  は増大することによる。その結果、弾塑性境界で岩盤のピーク強度となり、かつ、最大の  $W_e$  を保有する状態となる。これらの変化は、エネルギー保存則 ( $W_t = W_e + W_p$ ) と熱力学的過程の不可逆則 ( $W_p > 0$ ) を侵さぬ範囲で、岩盤物性値の違いにより多種の組合せがあり、規則性はない。

d) 外圧 ( $p_0$ ) の増大に伴うエネルギーの変化

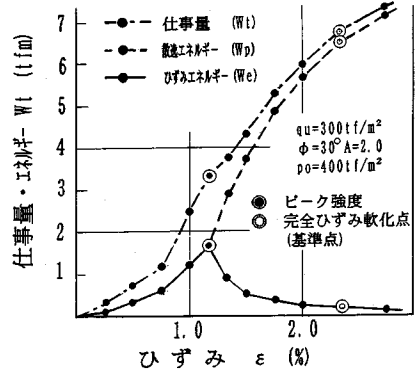


図-6 ひずみとエネルギーの関係

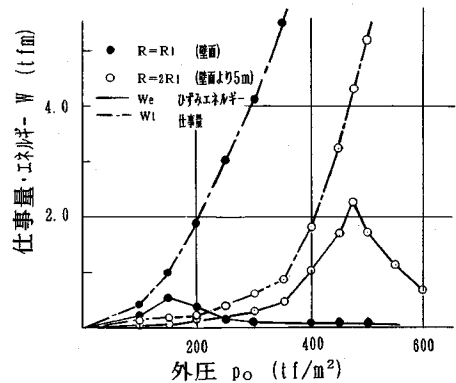


図-7 外圧の増大とひずみエネルギーなどの変化

トンネル掘削の進行による内部応力、または土被り荷重の増大によりトンネル壁面と内部要素 (事例では壁面よりトンネルの半径分奥まった点) のエネルギーがどのように変化するかを示し、考察する (図-7)。

ひずみエネルギー ( $W_e$ ) は着目点が弾塑性境界となる外圧 ( $p_0$ ) で最大となる。トンネルの壁面では地山強度比が2.0となる外圧 ( $p_0=150\text{tf/m}^2$ ) でその状態となり、内部 (事例では壁面より5m) では、外圧 ( $p_0$ ) は約3倍、ひずみエネルギー  $W_e$  は約4.5倍と大きくなり、外圧の増大による塑性域の進展と、ひずみエネルギーの蓄積の状態がわかる。また、その点がいったん塑性域に入ると多くの  $W_e$  を費やして変形が急増し、結果として  $W_p$  が急増する。

e) 散逸エネルギー等の分布状態

ひずみエネルギー等の検討範囲をトンネル径の3倍 (事例では  $3D=30\text{m}$ , 面積  $A_0$ ) として、その範囲の仕事量 ( $W_{so}$ ) と塑性域 (面積  $A_p$ ) の仕事量の比を求めて仕事量 (ひずみエネルギーと散逸エネルギーの和) の分布状況を考察する (図-8)。

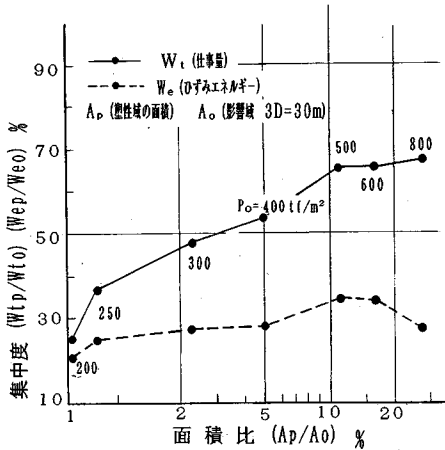


図-8 ひずみエネルギー等の分布状況

仕事量についてみると、外圧が小さいときは塑性域は小さいが、その狭い領域でかなりの仕事量が集中し、エネルギーの散逸がみられる。外圧の増大とともに塑性域は拡大するが仕事量の集中も続く。事例では、仕事量については  $p_0=300\text{tf/m}^2$  で  $A_p/A_0$  は 2.4% であるが、 $W_p/W_c$  は 47% と緩み領域では全域平均の 20 倍の集中度 ( $(W_p/W_c)/(A_p/A_0)$ ) を示し、 $p_0=800\text{tf/m}^2$  では  $A_p/A_0$  が 28% に対し  $W_p/W_c$  は 67% (集中度 2.3 倍) となる。

一方、ひずみエネルギー ( $W_c$ ) については同じ面積比に対して  $W_p/W_c$  はそれぞれ 28% (集中度 12 倍)、29% (集中度 1.0 倍) となり、塑性域での集中の割合は仕事量より低く、トンネル周辺岩盤全体で発生していることがうかがえる。

## (2) 軟化ひずみ比 ( $A = \epsilon_s/\epsilon_p$ ) の影響

図-9 は軟化ひずみ比  $A$  による破壊包絡線の違いを示したものである。  $A$  を変化させることにより、延性的性質をもつ軟岩と脆性的軟岩の破壊包絡線が示されるが、ピーク強度以降における強度物性値低下の影響の違いについて考察する。この図で、破壊応力円は、ある外圧 ( $p_0$ ) を中心にし、  $p_0$  に対応する塑性域の平均強度物性値 ( $\bar{c}, \bar{\phi}$ ) を次の 2 つの式に代入して得た応力 ( $\sigma_s, \sigma_p$ ) をもとに描いたものである。

$$\sigma_s = \sigma_p = \sigma_0(1 - \sin \bar{\phi}) - \bar{c} \cos \bar{\phi} \quad (19)$$

$$\sigma_s = \sigma_p = \zeta \sigma_p + \bar{q}_u \quad (20)$$

これによると、  $A$  が小さい岩 (脆性的岩) は大きい岩 (延性的岩) に比べて包絡線の曲率が大きく、  $A$  の大きい軟岩の下側を通ることが分かる。これは、  $A$  が小さい場合、塑性域に入ると、わずかな外圧増加で塑性域の平均強度物性値を急激に低下させるためである。

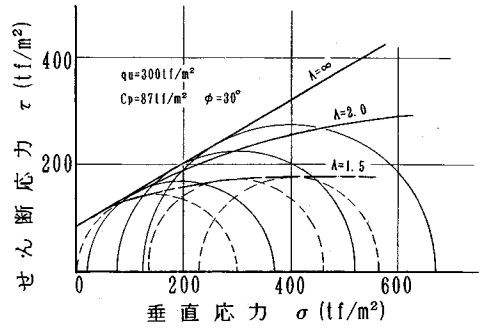


図-9 軟化ひずみ比と破壊包絡線

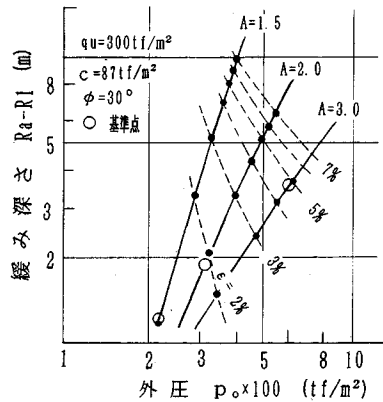


図-10 軟化ひずみ比と  $A, p_0, R_p, \epsilon$  の関係

軟化ひずみ比の異なる軟岩で、外圧 ( $p_0$ ) の変化によりトンネル周辺の塑性域 ( $R_p$ )、壁面ひずみ ( $\epsilon$ ) がどのように増大するかを考察する (図-10)。これによると、脆性的軟岩 ( $A=1.5$ ) では壁面近傍が塑性化し始める (事例では  $p_0=150\text{tf/m}^2$ ) とわずかな外圧の増加で流動を開始 ( $p_0=220\text{tf/m}^2$ , 地山強度比  $q_u/p_0=1.37$ ) し、急激な変位の増大と塑性域の拡大をもたらす。一方、延性的軟岩 ( $A=3.0$ ) では壁面が塑性化し始めてもなかなか流動状態にならず、かなり大きな外圧 (事例では  $p_0=600\text{tf/m}^2$ ,  $q_u/p_0=0.5$ ) でも韌性をもつことが分かる。

壁面近傍の岩盤の流動開始時の外圧をそのトンネルの基準外圧 ( $p_{or}$ ) と考えると脆性的軟岩 ( $A=1.5$ ) は  $p_{or}=220\text{tf/m}^2$  となり、延性的軟岩 ( $A=3.0$ ) の 37% の基準外圧しか持たないこととなる。また、基準状態の壁面ひずみは、それぞれ 1% と 5% と大きく異なる。

これらのことから、ピーク強度以降を対象とした岩盤安定解析では軟化ひずみ比 ( $A$ ) を指標として導入する必要があるといえる。

表-2 岩盤物性値と壁面岩盤要素の安全率

	A	$\phi=15^\circ$		$\phi=30^\circ$	
		1.5	3.0	1.5	3.0
基準仕事量 $W_r$		1.07	5.31	1.81	6.56
発生仕事量 $W_t$		4.31	3.86	2.41	3.08
安全率 $F_s$		0.50	1.17	0.87	1.43
壁面ひずみ $\varepsilon$ %		6.9	1.8	2.5	1.6
$qu=300\text{tf/m}^2$ $p_o=300\text{tf/m}^2$ $qu/p_o=1.0$					

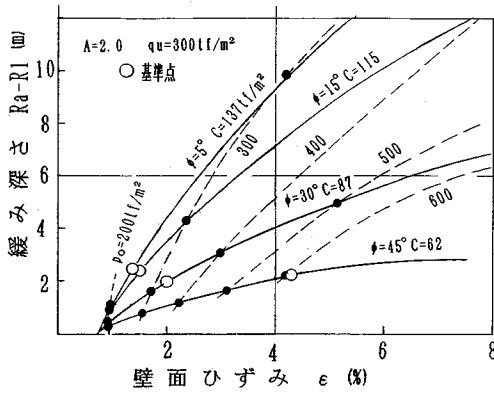


図-11 強度物性値(c,  $\phi$ ),  $p_0$ ,  $R_0$ ,  $\varepsilon$  の関係

(3) 岩盤の強度定数(c,  $\phi$ )の影響 (図-11)

岩盤強度定数(c,  $\phi$ )の違いがトンネル周辺岩盤のひずみ挙動に与える影響を考察する。ここで、岩盤の一軸圧縮強度( $q_u$ )、軟化ひずみ比(A)は固定した。これによると次のことがいえる。

$\phi$ が小さい岩盤は大きい場合に比べ、基準外圧( $p_{or}$ )および、その時の壁面ひずみ( $\varepsilon_r$ )も小さい。また同じ外圧( $p_o$ )に対して壁面のひずみ( $\varepsilon$ )、塑性域の深さ( $R_0$ )とも大きくなるが、塑性化が始まって間もないうちは、 $\phi$ の違いによる挙動の差はほとんどない。また、 $\phi$ が小さいと、わずかな外圧増加に対して $R_0$ ,  $\varepsilon$ の増加率が大きく、壁面が塑性流動を開始すると顕著となるが、 $\phi$ が $45^\circ$ 程度と大きくなると、壁面のひずみが増大しても塑性域の拡大は余りなく、安定した変形を続けることが分かる。

一方、基準外圧( $p_{or}$ )は  $\phi$ が小さい場合、 $250\text{tf/m}^2$ 程度(地山強度比 $q_u/p_o=1.2$ )であるが、 $\phi$ が $45^\circ$ 程度と大きくなると、 $600\text{tf/m}^2$ 程度( $q_u/p_o=0.5$ )と大きい。

このように、ピーク以降の安定性評価を定量的に行う場合、同じ一軸圧縮強度の岩でもピークおよび残留強度定数の違いで靱性に大きな差があるため、これらを取り込んだ解析を行う必要がある。

(4) 仕事量による安定性評価の有用性

(2), (3)の検討で、トンネル周辺岩盤のピーク強度以降の安定性評価では軟化状態のひずみを示す指標(軟化ひずみ比A)と強度を示す指標(強度定数(c,  $c_r$ ,  $\phi$ ,  $\phi_r$ ))を含む必要があることが分かった。ここでは、軟化状態の応力とひずみの複合指標として仕事量( $W_t$ )を用いたより一般的な岩盤の安定性評価手法の適用例を示す。

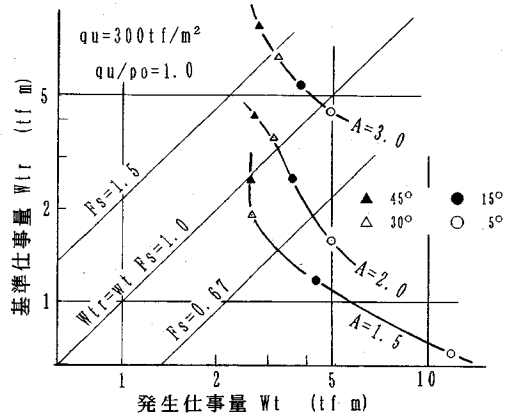


図-12 地山強度比が一定の場合の岩盤安全率

a) 地山強度比が一定の岩盤安定性評価

トンネル工事の計画段階では、周辺岩盤の簡易的安定評価指標として地山の一軸圧縮強度( $q_u$ )と外圧( $P_o$ )の比(地山強度比 $q_u/p_o$ )が用いられることが多い<sup>2)</sup>。ここでは、地山強度比が1.0と共通であっても、軟化ひずみ比(A)と強度定数(c,  $\phi$ )の違いによって岩盤安定性が非常に異なることを、トンネル壁面岩盤要素の仕事量に着目して図示する(図-12)。図の縦軸は基準仕事量( $W_r$ )を、横軸は発生仕事量( $W_t$ )を表し、 $45^\circ$ 方向に引かれた線上では両者が等しく、本文では安全率( $F_s$ )=1.0と定義している。ある要素の仕事量が、この線より上側に表示されれば、弾性状態かひずみ軟化状態であり、下側にあればすでに塑性流動状態に入っていることになる。

脆性の軟岩(A=1.5)、延性の軟岩(A=3.0)とも内部摩擦角( $\phi$ )が大きくなるに従い $W_r-W_t$ 曲線は左上がりにシフトし、基準仕事量( $W_r$ )の増大と発生仕事量( $W_t$ )の減少を示している。また、同じ強度定数であっても、軟化ひずみ比(A)が大きくなるに従い、座標が右上側にシフトし、より安定しているといえる。

表-2に $\phi=15^\circ, 30^\circ$ , A=1.5, 3.0の岩盤の発生仕事量( $W_t$ )、基準仕事量( $W_r$ )および安全率( $\sqrt{W_r/W_t}$ )



表-3 岩盤物性値と壁面岩盤要素の安全率

	A	$\phi=15^\circ$		$\phi=30^\circ$	
		1.5	3.0	1.5	3.0
基準仕事量 $W_r$		1.28	5.38	1.81	7.10
発生仕事量 $W_i$		1.88	4.33	2.19	3.98
安全率 $F_s$		0.84	1.12	0.91	1.34
地山強度比 $q_u/p_0$		1.27	0.92	1.09	0.88
$q_u=300\text{tf/m}^2$ 壁面ひずみ 2%					

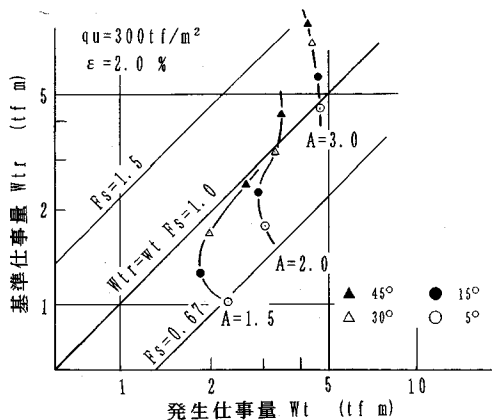


図-13 壁面ひずみ一定の場合の岩盤安全率

を示す。この表から分かるように、地山強度比が等しくても塑性流動を基準にした場合の安全率は大きく異なり、ピーク強度以降の安定性評価として地山強度比のみの判定には限界があるといえる。また、仕事量を指標にすることでピーク強度以降の応力・ひずみ関係の多様性に対して、岩盤要素の安定性を統一的に、かつ、定量的に評価できることが分かった。

b) 壁面ひずみを指標にした安定性評価

トンネル施工時の岩盤安定性評価手法として、壁面ひずみを指標にする方法は一般的に用いられている。しかし、壁面ひずみが同じであっても、ピーク強度以降の岩盤物性値の違いで安定性が大きく異なるため限界がある。図-13は一軸圧縮強度 ( $q_u$ ) が  $300\text{tf/m}^2$  の岩盤に施工されたトンネル (直径10m) の壁面ひずみが2%の場合の基準仕事量 ( $W_r$ )、発生仕事量 ( $W_i$ ) および、安全率を示している。このひずみ状態では、脆性岩 ( $A=1.5$ ) は  $\phi$  の大小にかかわらず、いずれも塑性流動状態 ( $F_s < 1$ ) となっているが、延性岩 ( $A=3.0$ ) ではほとんどがひずみ軟化状態であり、流動していない ( $F_s > 1$ ) ことが分かる。また、軟化ひずみ比 ( $A$ ) が同じ場合、 $\phi$  が大きくなるに従い、グラフはほぼ真上にシフトし、岩

盤の安定性は増加するが、これは、おもに、基準仕事量 ( $W_r$ ) の増加によるものといえる。

以上、図示したように仕事量を指標にすることで岩盤安定性の統一的評価が可能であり、有用性が高いといえる。

4. 結論

本文は、堆積軟岩中に施工されたトンネル周辺盤の安定性評価を扱っており、おもに、ピーク強度以降のひずみ範囲を対象としている。検討の結果、次のことが判明した。

- (1) 岩盤のピーク強度以前の応力・ひずみ状態を対象にした安定性評価では、応力・ひずみ関係はほぼ線形関係であるため、地山強度比 ( $q_u/p_0$ ) や壁面ひずみなどの指標で安定性は概略評価できる。しかし、ピーク強度以降ではひずみ軟化を示し、しかも残留強度状態の強度低下率 (残留強度比) やひずみの程度 (軟化ひずみ比) が多様なため、この範囲を対象にした安定性評価をする場合、岩盤の応力分布やひずみ分布などの単一指標のみでは困難であり、通常行われている地山強度比、周辺岩盤中の弾塑性境界 (緩み深さ) や壁面岩盤ひずみの大小のみで安定性を評価することには限界がある。
  - (2) ピーク強度以降の岩盤応力とひずみの変化を複合して量的に統一評価する場合、エネルギーや仕事の指標を用いることは有用である。
  - (3) トンネル周辺岩盤では、内部応力がピーク強度に達するまではひずみエネルギー ( $W_p$ ) の蓄積が続けるが、それ以降は塑性変形に  $W_p$  が費やされるため、 $W_p$  は急激に減少して散逸エネルギー ( $W_d$ ) が増大する。このため弾塑性境界で  $W_d$  が最大となり、トンネルの緩み域 (塑性域) での仕事はほとんど散逸している。
  - (4) ひずみ軟化性を考慮したトンネル岩盤安定解析結果によると、外圧 ( $p_0$ ) の増加に伴う壁面変位は、壁面が塑性流動を開始し始める状態から急激に大きくなるため、その状態を岩盤安定上の特異点 (基準状態) と考えることができる。また、この状態の仕事量 ( $W_r$ ) と発生仕事量 ( $W_i$ ) を比較することで安全率を定義できる。
  - (5) トンネル掘削時のピーク強度以降の地山安定性を検討する上で、地山強度比 ( $q_u/\gamma h$ ) の評価のみでは不十分であり、それ以外の物性値 ( $c, \phi, c_r, \phi_r, A$ ) も着目する必要がある。特に、軟化ひずみ比 ( $A$ ) と残留強度定数とピーク強度定数比 ( $c_r/c, \phi_r/\phi$ ) は影響が大きい。
- 以上、本文においてトンネル掘削を例にして、軟

岩のピーク以降の応力ひずみ特性、および、それを支配する岩盤物性値の違いが、岩盤掘削の変形挙動や安定性に対しどのように影響するかを検討した。特に、仕事やエネルギーの指標をもとにした統一かつ定量的な地山安定評価法を提案して適用例を示した。しかしここにおいてもいくつかの基本的事項の確認については未解決のままである。岩盤要素の問題については、岩盤のピーク強度以降の非常に不安定なひずみ領域の変形挙動を、画一的なひずみ軟化モデルで表現していること、完全軟化状態を基準状態と定義付け、それ以下のひずみ状態を安定状態と区分していること、岩盤構造体としては、岩盤の不均一性、不連続性、外圧の不均一性、トンネル形状の非対称性を無視していること、さらに、トンネルの支保の効果やそのタイミングの影響といったトンネル安定上の基本的事項を無視したモデルを採用しており、現実と乖離したものとなっていることなどである。今後は、トンネルの支保効果や支保のタイミングの影響を扱った、より現実的な検討を行いたいと考えている。

#### 参考文献

- 1) 土木学会：軟岩-調査・設計・施工の基本と事例，p.2, 1984.
- 2) 谷本親伯：NATM-1，土木特殊工法シリーズ4，p.161, 1984.
- 3) 北川 隆，稲垣大介：軟岩トンネル掘削時の周辺地盤の変形挙動，土木学会論文集，No.463/III-22, pp.105-114, 1993.

- 4) 仲野良紀：膨張性地山の実体，トンネルと地下，Vol.6, No.10, 1975.
- 5) 大塚正幸，高野 彬：膨張性泥岩におけるトンネルの挙動と地質特性，土と基礎，Vol.28, No.7, 1980.
- 6) 西岡 隆，松本嘉司：形状弾性ひずみエネルギーによるトンネル周辺地山の安定解析，土木学会論文集，No.376, pp.151-160, 1986.
- 7) 前掲 1), pp.237-238
- 8) 土質工学会：堆積軟岩の工学的性質とその応用，土質工学ライブラリー30，pp.76-112, 1987.
- 9) 前掲 5)
- 10) Valanis, K.C.: Some Recent Developments of the Endochronis Theory with Application, *Nuclear Engineering and Design*, No.69, 1982.
- 11) 赤井浩一，大西有三，八嶋 厚：三軸圧縮状態の堆積軟岩の破壊とエネルギー消散に関する考察，土木学会論文報告集，No.321, pp.123-130, 1982.
- 12) 前掲 4), p.159
- 13) 吉川恵也，朝倉俊弘，日吉 直，遠藤真一：NATM計測実績の統計分析，土木学会第15回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集，pp.220-224, 1983.
- 14) Franklin, J.A.: An Observation Approach to the Selection and Control of Rock Tunnel Linings, Shotcrete for Ground Support, *Proc. of Engineering Foundation Conference*, Maryland, pp.556-596, 1976.
- 15) 岡林信行，永井博史：NATM支保設計の考察，鹿島建設技術研究所年報 第32号，pp.43-52, 1984.
- 16) Kastner, H.: *Statik des Tunnel und Stollenbaues*, Springer Verlag, pp.101-175, 1962.

(1994.4.16 受付)

## STABILITY EVALUATION OF GROUND AROUND TUNNEL BY TAKING INTO ACCOUNT DISSIPATION ENERGY

Toyohiko WATANABE and Yuji KISHINO

During tunnel excavation in soft rocks, the strain of rock mass element frequently progresses beyond the peak point of stress-strain curve. To take into account such behavior of rocks in the stability evaluation during tunnel excavations, the conventional method needs modification with respect to the stress and strain distributions around tunnels, the change in mechanical behaviors characterized by the strength constants ( $c, \phi$ ), and so on. In the first part of this paper, the strength characteristics of soft rock masses is modeled by making use of test data for soft rocks. In the next, a simplified method to determine stress and strain distributions around tunnels is introduced for a strain softening model. Finally, the stability evaluation in terms of various parameters including the dissipation energy is shown for rather wide range of soft rock masses.