

散逸エネルギーを考慮したトンネル支保による 岩盤安定化の定量的評価について

渡辺豊彦¹・岸野佑次²

¹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1-27)

²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)

トンネル掘削にともなう軟岩の安定性評価は、軟岩の非弾性域における力学特性の多様性のために、応力またはひずみに関する単独のパラメーターによる評価は困難である。そこで、著者らはトンネル周辺岩盤になされる外部仕事や岩盤内部において散逸されるエネルギーに基づく評価方法を提案し、支保の効果を無視した場合についてその有用性を示した¹⁾。本文は、この評価方法をトンネル周辺岩盤に対する内圧付加やロックボルトの効果を考慮した場合について拡張したものである。また、各種岩のせん断試験結果より軟岩の力学特性をパラメーター的にモデル化し、内圧付加の下におけるトンネル周辺軟岩の安定性の評価や、支保セットのタイミングが岩盤の安定性に及ぼす影響等について検討を行った。

Key Words : stability evaluation, tunnel excavatin, support setting, soft rocks, dissipation energy

1. はじめに

トンネル掘削に伴う周辺岩盤の安定性を検討する場合、その領域の応力ひずみ挙動を的確に表現できる指標で構成された式を用いる必要がある。軟岩のピーク強度以前の応力ひずみ関係は、ほぼ比例関係にある(図-1)²⁾ため、変形係数(E)を介することで、応力、ひずみのいずれかを指標にすることによって安定性の評価は可能となる。計画段階では、岩盤強度と外圧の比や、解析で求めた最大軸差応力や弾塑性境界深さが指標として採用されることが多く、施工段階では、管理のし易さからトンネルの壁面ひずみ量³⁾や、ひずみ速度⁴⁾が採用されることが多い。

しかし、ピーク強度以降の領域の岩盤の力学挙動は多様であり、応力がピーク強度に到達するとともに、瞬時のうちに分離破壊を起こす脆性的な岩、ピーク時の強度を、ほぼそのまま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、様々な性状の岩が存在する。また、同一岩盤でも、支保による地山改良効果によっても挙動が異なる。

このような違いを定量的に評価するには、応力がピーク強度に達する以前におけるように岩盤応力の

分布や壁面ひずみといった単一指標を用いるだけでは不十分である。例えば、延性的軟岩と脆性的軟岩では、壁面ひずみや緩み深さが同じでも、岩盤安定性は全く異なること等からも明らかである。

このため、応力がピーク強度に達し、緩みが生じた後の岩盤安定性を、統一的かつ定量的に評価するには、ピーク時の強度定数(c, ϕ)、ピーク時・残留強度時の強度定数比($c_r/c, \phi_r/\phi$)といった強度に関する指標と、ひずみに関する指標を複合的に組み合わせる必要があり、仕事やエネルギーの概念を適用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の支保とトンネル周辺岩盤の安定性の関係について、主に岩盤の塑性領域(応力がピーク強度に達した後の領域)を対象に、岩盤になされる外部仕事や散逸エネルギーを指標にした簡易モデルによって検討したものである。このような手法を用いたトンネル周辺岩盤の安定解析については、すでに、基本的性状を検討するステップとして、支保の効果を無視した解析を実施している¹⁾。本文では、この手法をトンネル支保の地山安定化効果、支保をセットするタイミングと地山安定化効果の問題についても拡大適用し、定量的評価に関する検討を行った。

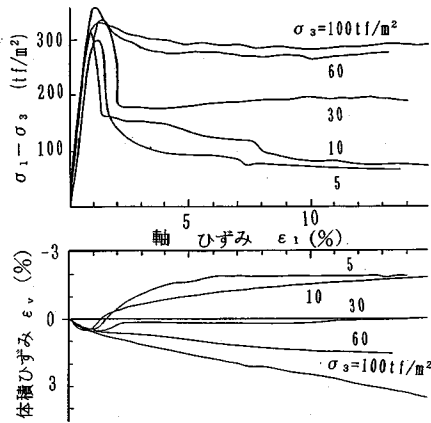


図-1 泥岩の三軸試験結果²⁾

2. トンネル周辺岩盤の安定性評価方法

トンネル周辺岩盤の応力ひずみ分布は、岩のひずみ軟化を考慮した簡易弾塑性モデルで解析した。トンネルの断面形状は直径10mの円形とし、外圧はポアソン比によらず等圧（側圧係数1.0）とし、壁面近傍岩盤の自重の影響を考慮しない軸対称モデルを採用した。また、時間効果については、トンネル切羽の進行による外圧の増大を考えたが、粘性効果は無視した。図-2および(4)節に本文で採用した解析モデルの概要を示す。

(1) 岩盤物性値および応力ひずみ関係

a) 岩の三軸圧縮試験結果の整理

堆積軟岩について実施された三軸圧縮試験（圧密排水）結果（図-1）によると次のことが言える。

応力ひずみ曲線はピーク強度までは拘束圧（ σ_3 ）に係わらず類似しており、変形係数も近似しているが、ピーク以降は、拘束圧の小さいうちは完全軟化点（塑性流動の開始点）が明確で、ひずみ軟化挙動を示す。しかし、拘束圧の増大とともに残留強度状態での強度低下は少なくなり、いわゆる脆性から延性への遷移現象⁵⁾がみられる。しかし、その変化の状況は不規則であり、ばらつきも大きく、この領域の変形挙動が岩盤の個別要因に支配され不安定であることを示唆している。

b) 岩盤物性値のモデル化

図-1および、堆積軟岩の類似の試験結果を整理して⁶⁾、モデル岩盤の物性値を表-1のように設定した。ここでは、ピーク時強度定数を泥質岩（ $\phi=5^\circ$, 15° ）砂質岩（ $\phi=30^\circ$, 45° ）まで4タイプ設定し、軟化状態のひずみ特性については、完全軟化点のひずみ（ ϵ_s ）とピーク点のひずみ（ ϵ_p ）の比で示される軟化ひ

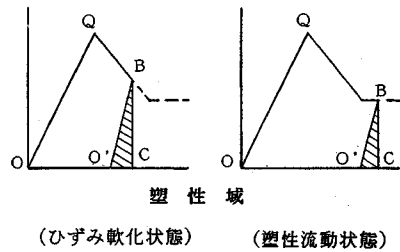
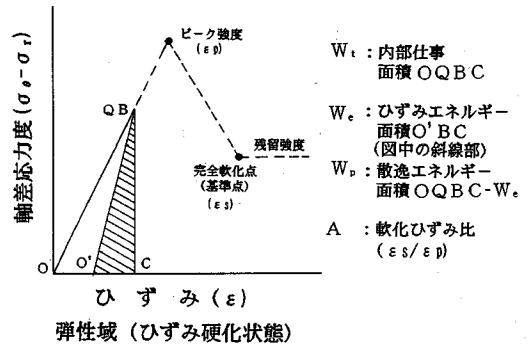
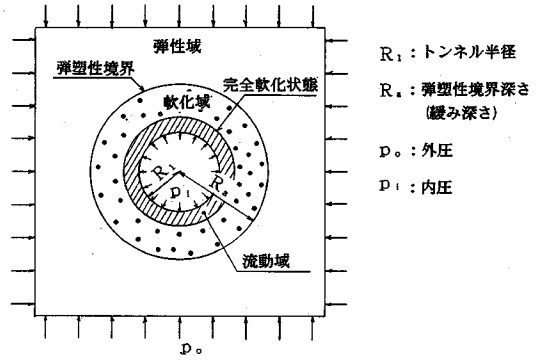


図-2 解析モデルの概要

ずみ比（ $A = \epsilon_s / \epsilon_p$ ）を用いて表現し、脆性岩（ $A=1.5$ ）から延性岩（ $A=3.0$ ）の3タイプを設定し、それらをパラメトリックに変化・組合わせて岩盤特性の違いが岩盤安定性に与える影響について考察した。

本研究が、おもに、塑性域岩盤の強度特性とひずみ特性の多様性に注目しているため、一軸圧縮強度や変形係数、ポアソン比は、いずれも共通とした。この場合、粘着力（ c ）は式(13)に示すように、 ϕ に連動して一義的に定まる。

また、ダイレイタンスーが岩盤安定性に与える影響については、式(1)、(2)に三軸圧縮試験結果を適用して検討した。図-3の縦軸は、ダイレイタンスーによるエネルギー補正をした場合の強度（ D_1 ）と、無視した場合の強度（ D_2 ）の比であり、横軸は拘束圧と強度の比で、拘束圧効果を示す指標となっている。

なお、応力とひずみは、本文がおもにピーク強度

表-1 検討用岩盤物性値

岩盤の一軸圧縮強度 (σ_0) 300tf/m ²					
変形係数 (E) 30000tf/m ² $\nu=0.4$					
ピーク時	ϕ°	5	15	30	45
強度定数	c tf/m ²	137	115	87	62
軟化ひずみ	A	1.5	2.0	3.0	
比(A)・強	ϕ_r/ϕ	0.5	0.8	0.9	
度定数比	c_r/c	0.2	0.3	0.65	

から完全軟化点までのひずみ軟化域を対象としているため、その範囲の増分を適用した。

$$D_1 = D_2 + d\epsilon_r / d\epsilon_s \times \sigma_3 \quad (1)$$

$$D_2 = \{(\sigma_1 - \sigma_3)_p + (\sigma_1 - \sigma_3)_r\} \times 0.5 \quad (2)$$

ここに、

$(\sigma_1 - \sigma_3)_p$: 岩のピーク強度

$(\sigma_1 - \sigma_3)_r$: 岩の残留強度

$d\epsilon_r / d\epsilon_s$: ピークと完全軟化点間の体積ひずみと軸ひずみの増分比

図-3が示すように、ダイレイタンスーを考慮することによる強度の増加率はひずみ軟化域では高々10%程度以下であり、しかも、それを無視すれば強度を低めに評価することになり安全側であるため、以降の検討ではダイレイタンスーの影響は無視した。

(2) 支保のモデル化

NATMにおける支保の効果については、すでに、多くの視念⁷⁾から取り上げられており、それを裏付ける解析⁸⁾や実験^{9), 10)}も実施されている。本文では、支保の周辺地山の安定化効果のうち代表的なものとして、トンネル壁面に対する内圧効果とロックボルト等による地山改良効果に着目して検討した。

a) 支保の内圧効果のモデル化

ここでは、まず、支保の内圧効果を岩盤物性値との関連で定性的に求めるために、壁面岩盤のひずみと無関係な等圧モデルで検討し、次にトンネル壁面変位量に比例する支保反力をばねモデルを用いて表現し支保のタイミング等を検討した。ばねモデルはトンネル掘削時の支保の変状の実績などから、次のように設定した。

支保の反力は、支保セット後のある変位量 (δ_y) までは壁面変位量と線形比例し、以降、一定値となるバイリニヤーモデルで表現する。 δ_y は支保の変状実績から直径10mのトンネルで50~100mm程度¹¹⁾を考える。この時のトンネル壁面岩盤のひずみ (ϵ_y) は1.0~2.0%となり、一軸圧縮強度が200~500tf/m²

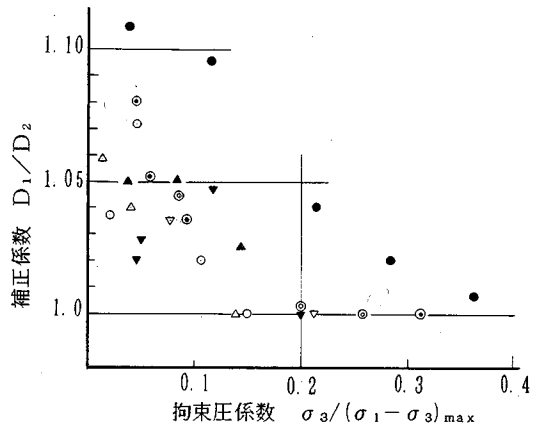


図-3 ダイレイタンスー補正係数

程度の堆積軟岩の限界ひずみ¹²⁾とも近似する。 ϵ_y を便宜上支保の降伏ひずみと呼ぶこととする。

トンネル支保の降伏ひずみ (ϵ_y) を1.0%とし、コンクリートと鋼材の降伏応力度 (σ_{cy} , σ_{sy}) をそれぞれ1,500tf/m², 30,000tf/m²とすると、このモデルに適用できる吹付けコンクリートと鋼製支保工の解析上の等価変形係数 (E_c, E_s)¹³⁾ は σ_{cy} , σ_{sy} と ϵ_y の比で求められ $E_c = 1.5 \times 10^5$ tf/m², $E_s = 3 \times 10^6$ tf/m² となる。ロックボルトの諸値については、鋼材の変形係数のみならず、地山の強度や変形特性と密接に関係し複雑なため、軟岩トンネルの実績¹⁴⁾ から $\epsilon_y = 1.0\%$, $P_y = 15$ t/本とする。降伏以降のひずみ状態では、吹付けの割れやロックボルトの抜け、鋼製支保工の座屈変形等により、ばね値の低下が考えられるが、この状態では増し吹きや、増しボルト等で対処し、降伏時の内圧を保持し、一定値とする。

地山等級DIIを対象にした2車線道路トンネルの標準支保仕様¹⁵⁾の吹付け、鋼製支保のばね値 (K_c, K_s) を厚肉円筒の軸力モデルで求め、ロックボルトのばね値 (K_b) を分布ばねとすると、各支保のばね値と合成ばね値は次のようになる。

$$K_c = t \times E_c / R_1^2 \quad 1,200(\text{tf/m}^3) \quad (3)$$

$$K_s = A_s \times E_s / (P \times R_1^2) \quad 500(\text{tf/m}^3) \quad (4)$$

$$K_b = P_y / (\epsilon_y \times R_1 \times P_1 \times P_2) \quad 250(\text{tf/m}^3) \quad (5)$$

$$K_t = K_c + K_s + K_b \quad 1,950(\text{tf/m}^3) \quad (6)$$

ここに、

t : 吹付け厚 0.2(m)

E_c : コンクリートの等価変形係数 $1.5 \times 10^5(\text{tf/m}^2)$

R_1 : トンネルの半径 5.0(m)

A_s : 支保工断面積 $4.14 \times 10^3(\text{m}^2)$

E_s : 鋼材の等価変形係数 $3 \times 10^6(\text{tf/m}^2)$

P : 支保工ピッチ 1.0(m)

p_y : ロックボルトの降伏引抜き力

15(tf/本)

ϵ_y : ロックボルトの降伏ひずみ 1.0%

P_i : トンネル周方向ピッチ 1.2(m)

P_j : トンネル進行方向ピッチ 1.0(m)

この結果、式(3),(4),(5)より吹付け、支保工、ボルトの内圧の分担はおおよそ5:2:1の比率となり実測記録¹⁶⁾と傾向的に一致する。

b) 地山改良効果

トンネル壁面に内圧を付加することで脆性的岩盤が延性化し地山改良が図られることがある。また内圧を付加しない場合でも、ロックボルトを打設するだけで岩盤中の構造的な不連続面を閉合したり、マイクログラックの拡大を抑制することで岩盤改良が図られ延性化することも実験¹⁷⁾で確認されている。しかし、これらの関係については現在のところ定量的な表現はなされていないため、実験結果を参考に軟化ひずみ比(A)を増大させて改良効果を評価した。

(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、ひずみ軟化挙動を伴う岩盤への適用を考え、岩のせん断試験で得られた応力ひずみ関係をもとに、岩盤ひずみの大きさにより強度定数(c_j, ϕ_j)を変化させた。さらに、トンネル壁面の応力の境界条件($\sigma_{r1} = p_i$)および弾塑性境界($j = n$)における応力の連続性を満たすまで繰返し収斂計算によって解析¹⁸⁾を行う。

$$R_a = R_1 \left[\frac{2}{1 + \zeta_n} \frac{p_0(\zeta_n - 1) + q_{un}}{p_i(\zeta - 1) + q_{un}} \right]^{1/(\zeta_n - 1)} \quad (7)$$

$$\sigma_{r2} = \frac{q_{u1}}{\zeta_1 - 1} \left\{ \left(\frac{r_2}{R_1} \right)^{\zeta_1 - 1} - 1 \right\} + p_i \left(\frac{r_2}{R_1} \right)^{\zeta_1 - 1} \quad (8)$$

$$\sigma_{rj+1} = \frac{q_{uj}}{\zeta_j - 1} \left\{ \left(\frac{r_{j+1}}{r_j} \right)^{\zeta_j - 1} - 1 \right\} + \sigma_{rj} \left(\frac{r_{j+1}}{r_j} \right)^{\zeta_j - 1} \quad (9)$$

$$\sigma_m = \sigma_{ra} = \frac{2p_0 - q_{un}}{1 + \zeta_n} \quad (10)$$

$$\sigma_{\theta j} = \zeta_j \sigma_{rj} + q_{uj} \quad (11)$$

$$\epsilon_{rj} = (p_0 - \sigma_{ra}) \frac{1 + \nu}{E} \frac{R_a^2}{r_j^2} \quad (12)$$

$$q_{uj} = \frac{2c \cos \phi_j}{1 - \sin \phi_j} \quad (13)$$

$$\zeta_j = \frac{1 + \sin \phi_j}{1 - \sin \phi_j} \quad (14)$$

ここに、

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

σ_{rj} : トンネル半径方向応力度

$\sigma_{\theta j}$: トンネル周方向応力度

ϵ_{rj} : トンネル半径方向ひずみ

σ_{ra} : 弾塑性境界における半径方向応力度

(4) 岩盤要素の仕事、エネルギー、安全率

岩盤各要素の応力・ひずみから、その要素におけるひずみエネルギー(W_e)、散逸エネルギー(W_p)、外部応力のなす仕事(W_l 、以降仕事と称する)を幾何学的に求める(図-2)。

ここで、便宜的に次式が成立するものとする。

$$W_l = W_e + W_p \quad (15)$$

また、弾性域の W_e と W_p は等しい¹⁹⁾と仮定する。

W_e : 面積 OBC

W_p : 面積 OQBC- W_e

W_l : 面積 OQBC

ひずみエネルギーの大きさは、主に岩のピーク強度以前の比較的安定した変形状態において発揮される強さを示す指標であり、散逸エネルギーの大きさは、主に塑性変形に対する靱性を示しており、ひずみエネルギーとは別の強度指標となる。

これらの指標を用いて岩盤安定性を定量的に表現するためには、トンネル周辺岩盤の構造体としての限界状態と安全率の定義を明確にする必要がある。ひずみ軟化を考慮したトンネルの岩盤安定解析によると、トンネル壁面岩盤のひずみ状態が軟化から流動状態に移る遷移点(完全軟化点)に至った以降、急激に壁面変位が増大し岩盤安定性が減ずること²⁰⁾および、トンネル施工でも、この付近のひずみ以降ロックボルトの増し打ちなどの支保の補強が目立つこと²¹⁾に着目して、本文ではこの状態を限界状態(基準状態)と定義し安全率1.0とした。また、安全率(F_{sr})は応力やひずみ表示と次元を揃えるため基準状態の仕事量(W_r)と発生値(W_l)の比の平方根で示す。

$$F_{sr} = \sqrt{W_r / W_l} \quad (16)$$

3. 解析結果と考察

(1) 基本的な挙動

トンネル壁面に内圧を付加した場合の地山安定効果の基本的な挙動について考察する。

a) トンネル周辺岩盤の応力分布(図-4)

岩盤のせん断強度定数の違いと内圧の有無が岩盤応力分布に与える影響を示す。岩盤の一軸圧縮強度は、いずれも300tf/m²、軟化ひずみ比は2.0、また、外圧は300tf/m²、内圧は60tf/m²($p_i / p_0 = 0.2$)とした。

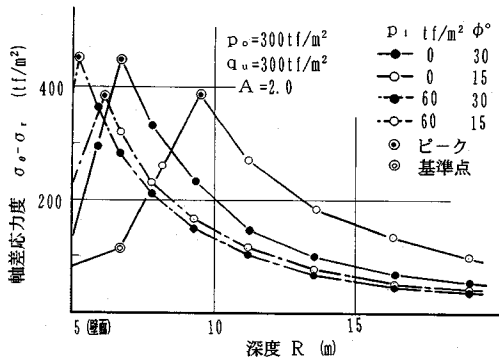


図-4 岩種とトンネル周辺岩盤の応力分布

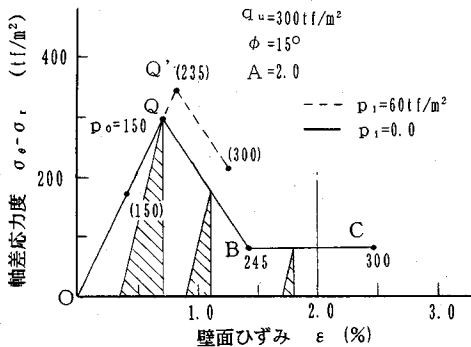


図-5 外圧の増加と応力ひずみ関係

解析結果によると、泥質軟岩 ($\phi=15^\circ$)、砂質軟岩 ($\phi=30^\circ$)とも岩盤のひずみは弾塑性状態であり、泥質軟岩で無支保の場合 ($\phi=15^\circ, p_i=0$)、壁面近傍で塑性流動状態となるが、それ以外の条件では、壁面要素のひずみは軟化状態である。また、岩盤中の最大軸差応力度は弾塑性境界で生じ、一軸圧縮強度が同じなら砂質軟岩の方が泥質軟岩より大きく、緩み領域は浅くなる。内圧の付加により、この領域は浅くなるが、その効果は塑性流動状態の泥質軟岩の場合、特に大きい。

b) 外圧の増大に伴う応力分布の変化と内圧の効果

泥質軟岩では、内圧の付加で壁面近傍が塑性流動域からひずみ軟化域に移るため、壁面要素の軸差応力が 90tf/m^2 から 220tf/m^2 に急激に増加し、緩み域も浅くなる。この現象は、あたかも、トンネル壁面近傍の不安定な岩盤を緩み域が浅くなった分、除去したことと同じ効果と考えられる。これを応力ひずみ関係 (図-5) で説明する。支保のない場合の応力ひずみ関係は OQBC となり、ピーク強度 (Q) は外圧が 150tf/m^2 の時に生じ、以降、軟化から流動に移る (QC)。この間、岩盤中においてはエネルギーの散逸が続き、ひずみエネルギーが減少する。ひずみエネ

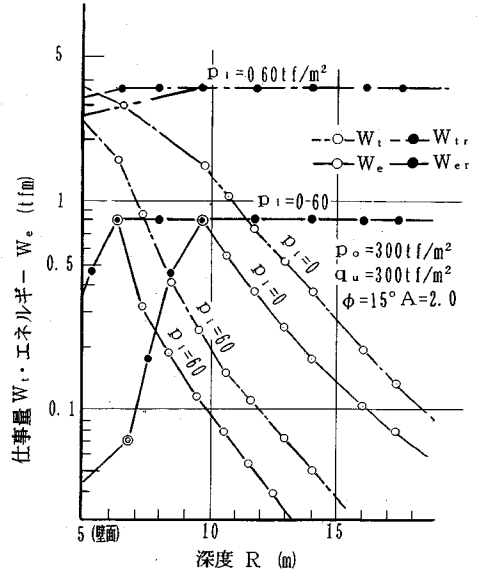


図-6 トンネル周辺岩盤のエネルギー分布

ルギーの大きさは岩盤強度を示すもので、岩盤安定性の指標となる。外圧の増大で壁面岩盤は著しく強度を低下させ、塑性流動状態に移っていく。しかし、内圧を 60tf/m^2 付加することでピーク強度は Q から Q' に増大し外圧が 235tf/m^2 で軟化を開始する。これは軟化開始時の外圧と内圧の差が 85tf/m^2 に増大した事と同じ効果であり、付加した内圧の約 1.4 倍の安定化が図られたこととなる。これらの効果は泥質軟岩より砂質軟岩で顕著であり、 $\phi=30^\circ$ の砂質軟岩では約 2.1 倍の効果があり 275tf/m^2 の外圧で軟化を開始するものもある。

c) 周辺岩盤のエネルギーの分布 (図-6)

トンネル壁面の内圧付加による岩盤安定効果を、岩盤になされる仕事量 (W) や岩盤内に蓄えられるひずみエネルギー (W_e) の分布状況の変化をもとに考察する。図中にはそれらの基準値 (完全軟化点の値 W_{er}, W_{r}) も示し、岩盤の安定状態を評価した。これによると壁面要素の基準ひずみエネルギーは外圧の 20% の内圧付加で 0.04tfm から 0.29tfm と約 7 倍となり強度低下が著しく抑制され壁面近傍で効果が大きいことが分かる。

つぎに、岩盤中のエネルギーの分布をみると、ひずみエネルギーは弾塑性境界 (図中●印) で最大となり深度を増すことで比較的なだらかに減少するが、散逸エネルギー (W_p) を加えた全仕事量 (W) は弾塑性境界以浅 (緩み領域) にほとんど集中し、それで深では、急激に減少しているのが分かる。2章4節で述べたようにひずみ軟化域の仕事量の大きさは、

表-2 内圧付加による仕事量などの安全率
(トンネル深度分布)

	内圧比	$p_i=0$			$p_i/p_0=0.2$		
		緩み領域深度 $R_s=9.49m$			$R_s=6.14m$		
	要素の深度	5.0m	7.5m	10.0m	5.0m	7.5m	10.0m
ひずみエネルギー	基準値 W_{er}	0.04	0.21	0.83	0.29	0.83	0.83
	発生値 W_e	0.04	0.21	0.65	0.29	0.38	0.11
仕事量	基準値 W_{tr}	2.74	3.79	3.85	3.38	3.87	3.87
	発生値 W_t	3.94	3.20	1.31	2.62	0.72	0.21
	安全率 F_{st}	0.83	1.09	1.72	1.14	2.31	4.29

W_e, W_t 等の単位は、 tfm

岩盤の靱性を示す指標であり、トンネル周辺岩盤の安定化では緩み領域の取扱が特に重要であることを示している。表-2に各深度のひずみエネルギー(W_e)、仕事量(W_t)の基準値と発生値、安全率を示す。

(2) 岩盤の強度定数(c, ϕ)の影響

岩盤強度定数と内圧付加による岩盤安定化効果の関連をエネルギー的に考察する。

a) 外部仕事に関する考察 (図-7)

岩盤強度定数および、内圧比(p_i/p_0)をパラメータにしてトンネル壁面岩盤要素の仕事量の変化を示した。図の縦軸は基準仕事量を、横軸は発生仕事量を表し、中央45°方向に引かれた線上は両者が等しい状態であり、本文では安全率1.0と定義している。つまり、この線より上側に、ある状態の仕事量が表示されれば、壁面岩盤は弾性状態か、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となる。

前述のように、トンネル壁面に内圧を加えることで岩盤のひずみを抑制し、①物性値の低下を抑制し②エネルギーの散逸を減少させ、さらに、③壁面近傍の岩盤応力が一軸応力状態から三軸状態となる、などの効果がある。これらはいずれも岩盤安定性向上に寄与するが、このうち①、③は基準仕事量を増加させる働きを持ち座標を上向きにシフトさせ、②は発生仕事量を減らす効果があり座標を左側にシフトさせる。

$W_r - W_t$ 曲線の勾配はひずみ状態や、岩種により異なり、流動状態の泥質軟岩では比較的フラットであるため、内圧付加により②の効果が強く、ひずみ軟化状態の砂質軟岩では勾配が立っているため①、③の働きが強いと言える。 ϕ が5°, 15°, 30°の岩盤の基準仕事量の比率はおおよそ1:1.5:2.5となる。

b) 内圧効果の定量的表現

トンネル壁面に内圧を付加した場合の岩盤安定性向上効果の定量的評価を次式で表現する。

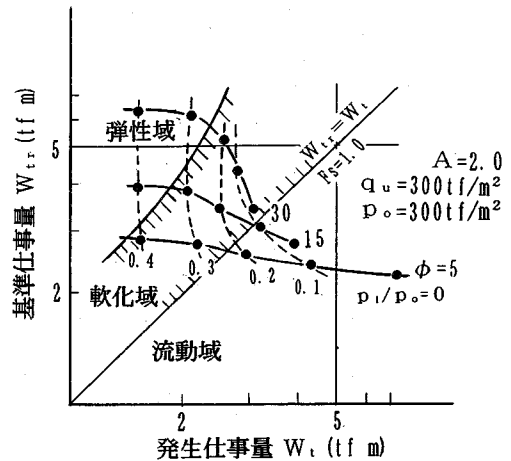


図-7 (c, ϕ), (p_i/p_0)と仕事量の関係

表-3 内圧付加による安全率の変化
(トンネル壁面岩盤要素)

		$p_i = 0$		$p_i/p_0 = 0.2$	
		ΔW	W	ΔW	W
泥質岩 $\phi=15^\circ$	W_{tr} tfm	0.0	2.74	0.64	3.38
	W_t "	0.0	3.94	-1.32	2.62
	F_{st} "	-	0.83	-	1.14
砂質岩 $\phi=30^\circ$	W_{tr} "	0.0	3.07	2.07	5.14
	W_t "	0.0	2.83	-0.40	2.43
	F_{st} "	-	1.04	-	1.45

$q_u=300tf/m^2$ $c:tf/m^2$ $A:2.0$

$$F_s = [(W_r + \Delta W_r) / (W_t - \Delta W_t)]^{1/2} \quad (17)$$

ここに、

- W_r : 内圧を受けない状態($p_i=0$)の基準仕事量
- ΔW_r : 内圧付加による基準仕事量の増加量であり、図-7における上向き方向のシフト量
- W_t : 内圧を受けない状態($p_i=0$)の発生仕事量
- ΔW_t : 内圧付加による図-7では横軸方向へのシフト量

トンネル壁面に内圧を付加することで、トンネル掘削時の岩盤応力分布が改善され安全率が向上する。

解析例では、発生仕事量の減少(ΔW_t)は泥質岩で34%、砂質岩で14%である。

$$\text{泥質岩: } \Delta W_t / W_t = 1.32 / 3.94 = 0.34 \quad (18)$$

$$\text{砂質岩: } \Delta W_t / W_t = 0.40 / 2.84 = 0.14 \quad (19)$$

また、基準仕事量の増大(ΔW_r)は泥質岩で23%、砂質岩で67%である。以上より、泥質軟岩と砂質軟岩の内圧付加による岩盤安定効果を比較すると、発生仕事量の減少は泥質軟岩の方が大きく、基準仕事量の増大は砂質軟岩の方が大きいと言える。これに

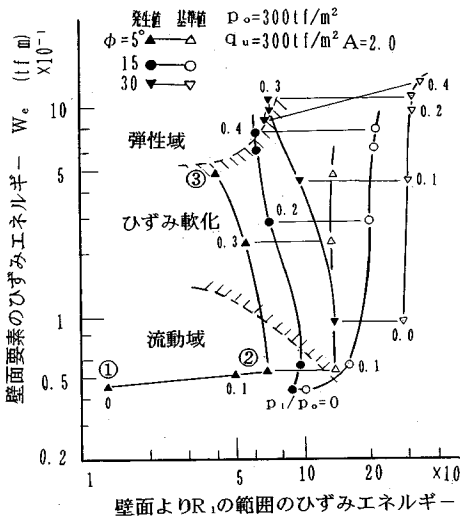


図-8 (c, φ), 内圧比 (p_i/p₀) とひずみエネルギーの関係

つては、泥質岩は塑性流動域でありひずみ状態が異なることと、強度定数 (c, φ) の違いで安定化の機構が異なることが考えられる。

c) 地山と支保の外圧分担比

無支保 (p_i=0) の時の基準仕事量 (W_r) を地山耐力と仮定すると、前記条件の場合、ケースAでは外圧の約20%が支保で支持され、80%が地山で支持される。ケースBではその比率は40%、60%となり、砂質軟岩の方が支保の効果が有効に働くとと言える。

$$\text{ケースA } \Delta W_r / \sum W_r = 0.64/3.38 = 0.19 \quad (20)$$

$$\text{ケースB } 2.07/5.14 = 0.40 \quad (21)$$

d) 内圧付加とひずみエネルギーの変化 (図-7)

c) まではトンネル掘削時の岩盤安定評価を基準仕事量を用いて検討してきた。これは、岩盤ひずみが軟化から流動に移る遷移点を基準点 (安全率1.0) にし、岩盤の靱性強度を扱った、言わば、終局強度的な評価である。ここで言う安定状態では、壁面ひずみは2%程度まで許容され、壁面の局部的変形や吹付けのクラックは当然のごとく発生する。

本節では、より安定した変形状態を対象に、弾性ひずみエネルギーに着目した考察を行う。基準ひずみエネルギーが大きいことは、ピーク強度が大きいこと、または、ピーク以降では強度の低下が少ないことを示している。

図-8は内部摩擦角の異なる3種類 (φ=5°, 15°, 30°) の軟岩についてトンネル壁面に内圧を付加した場合の壁面要素および周辺岩盤マスのひずみエネルギーの変化を示している。黒塗印 (▲等) は発生値を、白抜き印 (△等) は基準値を示している。この図か

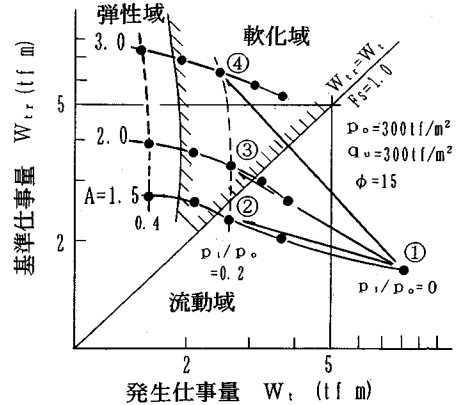


図-9 軟化ひずみ比, 内圧比と仕事量の関係

ら、どの岩種も、ひずみ状態が弾性域、軟化域、流動域で全く異なる挙動をすることが分かる。

壁面要素が流動状態 (図中①~②) では内圧の増加で壁面要素のエネルギー増加はほとんどなく、強度の変化は少ないが、周辺岩盤のひずみエネルギーは増加を続け、図中で曲線は左から右へほぼ水平に移動する。これを地山の安定との関連で考察すると、壁面要素は流動状態であるため不安定であるが、ある範囲を対象にすると、内圧の付加で蓄積されるひずみエネルギーの量が増大し周辺岩盤マスの強度低下の抑制効果が有効に発現していることを示している。

ひずみ軟化状態 (②~③) では内圧の増加で壁面要素のひずみエネルギーの発生は約10倍に増大し、壁面要素の強度低下の抑制効果が大きいことを示している。壁面応力が弾性状態 (③以降) では壁面のひずみエネルギーの変化は少ない。以上からピーク強度以降の岩盤強度の改善の面からすると、ひずみ軟化状態の岩盤に内圧付加をすると、最も効果的であると言える。

(3) 脆性岩盤と延性岩盤の内圧効果 (図-9)

脆性的軟岩 (A=1.5) と、延性的軟岩 (A=3.0) の内圧付加による安定化効果の違いをエネルギー的に考察する。なお、岩盤の強度物性値は共通とし、壁面要素について検討した。解析例の条件では、壁面岩盤の応力が基準状態となる場合の内圧比 (p_i/p₀) は A=1.5 では p_i/p₀=0.25, A=2.0 で 0.15, A=3.0 で 0 以下となり脆性的岩盤では、大きな内圧が必要となることが分かる。また、延性的岩盤では脆性岩盤に比べて、基準仕事量が大きく靱性が高いため、外圧の変化に対しても安定した変形をする。延性的軟岩の基準仕事量は内圧がなくとも 6.3tfm であるが、

表-4 支保による岩盤に脆性の延性化効果
(トンネル壁面要素)

内圧比 p_1/p_0	0.0	0.2	$p_1=60\text{tf/m}^2$	
軟化ひずみ比A	1.5	1.5	2.0	3.0
基準仕事量 W_{t1}	1.82	2.27	3.38	6.36
発生仕事量 W_t	8.21	2.57	2.62	2.44
安全率 F_{s1}	0.47	0.94	1.14	1.62
図の位置	①	②	③	④

脆性の軟岩では75tf/m²の内圧を付加しても2.3tfm程度と延性岩の約1/3程度の靱性しか持たない。

図示した仕事量の軌跡は、内圧の増大とともに、Aの大小に係わらず左上に移行する。グラフの左へAの移行は発生仕事量の減少を示し、上への移行は基準仕事量(靱性)の増加を示すが、左上がりの勾配は水平に近く、内圧付加による安定化効果は発生仕事量の減少による要因が主となり、流動域で顕著である。また、延性岩の基準仕事量の増加率は脆性岩の約3倍と大きい。

一方、内圧付加やロックボルトの打設により脆性岩が延性岩へ遷移し岩盤改良が図られることが実験で確認されている¹⁷⁾。しかし、これは、岩種や風化の状態で大きく異なると思われるため現在のところ定式化されていない。ここでは実験結果などにより、内圧を付加しない場合の軟化ひずみ比が1.5の脆性的岩盤に60tf/m²($p_1/p_0=0.2$)の内圧を付加することでA=2.0ないし3.0程度になった場合を想定して安定効果を検討した(図中①→③, ①→④のシフトを想定する)。この図からわかるように、延性化による安定効果は著しく、図-9を参考に内圧付加のみの安定効果として換算して評価するとそれぞれ約100tf/m²($p_1/p_0=0.33$)、約150tf/m²($p_1/p_0=0.50$)の内圧付加に相当する。以上の検討から、トンネルの支保効果を評価する場合、内圧付加による効果の他に岩盤のひずみ特性が脆性から延性に遷移する安定化効果も無視できないものであると言える。

(4) 支保セットのタイミングと地山安定性

NA TMはトンネル掘削において、各種の支保が持つ地山安定効果を合理的に適用しながら地山の強度劣化を極力抑え、地山の本来持っている耐荷支保能力を積極的に活用する工法である。このため、切羽到達直後に硬い支保をセットした場合は、地山の耐荷能力が十分発揮されずに支保反力が大きくなり、支保の計画上、無駄となる可能性がある。また、切羽到達後、時間を経てからセットした場合は、すでに、地山が掘削に伴う緩み、および、強度低下を生じており、少々の支保では安定化できないこともある。このように、NA TMでは支保セットのタイミングおよび、硬さの選定が大切であり、それに関し

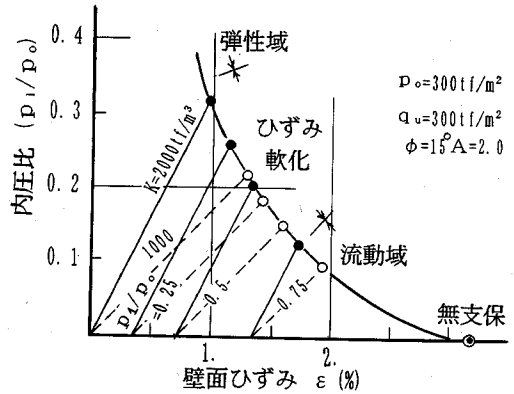


図-10 外圧解放率、支保ばねと壁面ひずみの関係

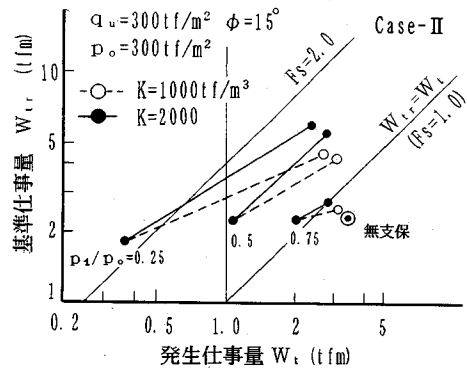


図-11 支保タイミングと地山安定性

た検討を以下の条件で行う。

a) 検討条件と方法

検討に用いた地山条件は次のとおり ($q_u=300\text{tf/m}^2$, $\phi=15^\circ$, $c=115\text{tf/m}^2$, $p_0=300\text{tf/m}^2$, ($q_u/p_0=1.0$))。検討は、まず、支保セット時の外圧解放率(p_1/p_0)をパラメーターにして、支保内圧、壁面ひずみの関係を求めた(図-10)。

次に、掘削に伴う外圧の解放と支保のタイミングと地山安定性の関係を図-11により考察した。ここで、支保反力は支保セット後の壁面変位に比例したばね反力で表現し、ばね値は1000tf/m³、2000tf/m³の2ケースについて検討した。また、ロックボルト打設による、地山改良効果(脆性の延性化効果)を考慮しない場合(Case-I)と考慮した場合(Case-II)についても検討した。Case-IIでは、ロックボルト打設後の地山改良効果を軟化ひずみ比の増大で表現し、支保ばねが1000tf/m³の場合、ひずみ比は2.0から2.5に、2000tf/m³では2.0が3.0に延性化したとした。ただし、支保セット時の岩盤ひずみがピーク強度を過ぎて軟化状態に入っている場合は、岩盤物性の劣化

表-5 外圧解放比・支保ばね・仕事量・安全率の変化（トンネル壁面岩盤要素）

外圧解放比 p_1/p_0		0.25		0.50		0.75	
支保剛性値 K tf/m ³		1000	2000	1000	2000	1000	2000
初期	ε %	0.35		0.70		1.35	
	W_{tr} tfm	1.85		2.39		2.57	
	W_t tfm	0.26		1.05		2.29	
支保セット前	F_{st}	2.65		1.51		1.06	
	ε %	1.42	1.13	1.57	1.31	1.93	1.74
	p_1 tf/m ²	53	78	44	61	28	36
Case I	p_1/p_0	0.18	0.26	0.15	0.20	0.09	0.12
	W_{tr} tfm	3.30	3.58	3.21	3.39	3.04	3.12
	W_t tfm	2.77	2.25	2.95	2.60	3.21	3.09
	F_{st}	1.09	1.26	1.04	1.14	0.97	1.00
	ε %	1.34	1.09	1.48	1.26	1.93	1.74
Case II	p_1 tf/m ²	50	75	39	54	28	36
	p_1/p_0	0.17	0.25	0.13	0.18	0.09	0.12
	W_{tr} tfm	4.61	6.62	4.46	6.26	3.04	3.12
	W_t tfm	2.72	2.18	2.96	2.55	3.21	3.09
	F_{st}	1.30	1.74	1.23	1.57	0.97	1.00
無支保	$\varepsilon=3.17\%$ $W_{tr}=2.74$ $W_t=3.94$ $F_s=0.83$						

が進み内圧付加によっても地山物性の改良効果はないと仮定した。この図で $p_1/p_0=0.5$ の表示は、最終外圧 ($p_0=300\text{tf/m}^2$) の50%の外圧 ($p_1=150\text{tf/m}^2$) が解放されるまで無支保で掘削した後に支保をセットする場合を想定している。解析手順は、まず、無支保のモデルで $p_1=150\text{tf/m}^2$ について解析し、その時のひずみと岩盤物性 (c, ϕ) を初期値にし、最終荷重に対して支保ばねを取り入れたモデルで応力解析を行った。

b) 解析結果と考察

Case-IIをもとに解析結果を考察する。外圧解放率が0.25と小さいときに支保をセットすると、それ以降の外圧解放に対して支保による内圧効果やひずみ抑制効果による岩盤の強度物性値低下の抑制効果が十分作用し安定化が図られる。ばね値が1000tf/m³程度の比較的軽微な支保を適用した場合でも無支保（図中●）の場合に比べ、壁面ひずみは40%程度に抑制され、基準仕事量は70%程度増加する。また、ひずみが抑制されるため発生仕事量は45%程度減少し、本文で言う安全率は0.83から1.30に改善される。ばね値が2000tf/m³程度の支保では $F_s=1.74$ と大幅に改善される。しかし、外圧解放率が0.75程度になって後に支保をセットする場合には、壁面岩盤要素は、支保をセットする以前からすでに、塑性流動状態に近づいて強度低下が進んでいるため支保のセットによる安定効果は少ない。支保ばねの違いによる安定化効果もほとんど差がなく、支保のタイミングが遅すぎると言える。

以上の検討から支保のセット時期をなるべく早期とした方が支保の仕様を小さくでき、経済的となるが、切羽到達時点で、すでに外圧解放率は0.3程度となっている²²⁾ため、早期施工には限界がある。

このようにトンネル掘削に伴う岩盤応力ひずみ岩盤強度物性値の変化は非可逆であり、最終的に同一規格の支保であっても岩盤安定性が異なるため支保セットのタイミングの選定は十分考慮する必要がある。

4. 結論

本文は軟岩中に施工されるトンネルの支保と周辺岩盤の安定性の関係を定量的に評価するため、おもに、岩のピーク強度以降の応力ひずみ挙動に着目し、仕事やひずみエネルギーの概念を用いて考察したものである。検討は、軟岩のひずみ軟化特性を考慮した簡易弾塑性解析で行っており、支保の効果としては内圧効果と地山改良効果（脆性の延性遷移）を取り上げた。

検討の結果、提案する岩盤安定評価手法を採用することで、ある仮定のもとで、弾塑性域の岩盤物性と岩盤挙動や安定機構との関係、または、支保の岩盤安定化効果などを定量的に説明することが出来た。

以下に、本研究で得た知見、確認事項を列挙する。
(1) トンネル壁面に内圧を付加することによる岩盤安定化要因としては次のものがある。

- ① 岩盤ひずみが抑制され、エネルギー散逸が抑制される。これは、塑性流動域の岩盤で顕著である。
 - ② 岩盤ひずみが抑制され、岩盤強度低下が抑制される。これは、ひずみ軟化域で顕著で、また、泥質岩や脆性岩のように軟化で強度低下が大きい場合顕著である。また、流動化した岩盤に内圧を付加しても安定化しない。
 - ③ モールの破壊応力円が右にシフトし岩盤強度が増し、岩盤中に蓄えられるひずみエネルギーは増大する。これによる安定化は、ひずみ軟化域で顕著であり、また、砂質岩は泥質岩より効果が大きい。
- (2) トンネル支保により、岩盤のひずみ特性が脆性から延性化し、靱性が增大することによる安定化が図られる場合がある。
- (3) トンネル施工中における支保セットのタイミングとばねの選定で最終掘削段階の地山安定性が多様となる。支保のタイミングが同じなら、支保ばねが大きいものほど、また、支保ばねが同じなら、早期にセットするほど内圧の付加が大きくなる。
- (4) トンネル掘削に伴う岩盤応力、強度物性の変化は非可逆であるため、支保の仕様とタイミングの選定は十分配慮する必要がある。

5. あとがき

本文では、堆積軟岩中に施工されるトンネルの岩盤安定性問題のうち、ピーク強度以降の比較的応力レベルの高い領域の評価方法を対象に扱ってきた。この領域では、岩盤内の微視的な不均一性や不連続性等の応力集中源の存在で、同一岩盤であっても全体の変形挙動が非常に異なることがある。その結果、室内試験では供試体の強度変形データのばらつきとなり、実トンネルでは変形挙動のばらつきとなって現れる。これらの状況を踏まえて、安定性の定量的評価をするには、ここで実施したような岩盤を連続体として扱った巨視的解析と、不均一性等に着目した微視的解析の照査が必要と思われる。例えば、ロックボルトによる地山改良のメカニズムの解明と定量的評価などは、その面のアプローチの必要なテーマであると思われる。今後の問題として考えたい。

参考文献

- 1) 渡辺豊彦, 岸野佑次: 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, 土木学会論文集, No.517, pp.43~52, 1995.
- 2) 岡本敏郎: 堆積軟岩の変形・強度特性とその時間依存性, 東北大学工学部博士論文, p.80, 1990.
- 3) 桜井春輔: トンネル工事における変位計測結果の評価法, 土木学会論文報告集, No.317, pp.93~100, 1982.
- 4) 土木学会: 軟岩評価-調査・設計・施工への適用-, pp.152, 1992.
- 5) M. S. パーツ, (訳) 荻野正二, 水田義明, 佐野 修: 実験岩石力学, 古今書院, pp.149~171, 1986.
- 6) 前出 1)
- 7) L. Müller-Salzburg and F. Fecher: *Fundamental Ideas and Principles of the "New Austrian Tunnelling Method"* (訳) 桑原弥介: NATM設計施工指針(案), 日本鉄道施設協会, pp.274~288, 1983.
- 8) 例えば, 斎藤敏明: 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, 土木学会第17回岩盤力学に関するシンポジウム, pp.246~250, 1985.
- 9) 足立紀尚, 田村 武, 八嶋 厚: 薄肉柔支保構造(吹付けコンクリート, ロックボルト)の支保機構に関する実験的研究, 土木学会論文集, No.358, pp.47~52, 1985.
- 10) 山本 稔: ロックボルトの作用効果について, 土木学会論文報告集, No.277, pp.95~104, 1978.
- 11) 日本トンネル技術協会: 山岳トンネルの地山評価に関する研究報告書, pp.45, 1985.
- 12) 桜井春輔: 計測の意義と実際, '81 トンネル技術講演会テキスト, 1981.
- 13) 土屋 敬: トンネル設計のための支保と地山物性値に関する研究, 土木学会論文集, No.364, pp.31~40, 1985.
- 14) 前出 11)
- 15) 日本道路公団: 設計要領第3集第9編トンネル, 1985.
- 16) 鈴木 誠, 田中正逸: 山岳トンネルの新技術(21), トンネルと地下, vol.19, No.12, pp.69~77, 1988.
- 17) 桜井春輔: ロックボルトの解析と設計, (社)システム総合研究所, 第5回岩盤システム工学セミナー「岩盤改良と補強工の現状と動向」pp.109~125, 1989.
- 18) 前出 1)
- 19) 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.
- 20) 前出 1)
- 21) 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.
- 22) 日本鉄道施設協会: NATM設計施工指針(案), pp.246~252, 1983.

(1995.8.14 受付)

STABILITY EVALUATION OF ROCK MASSES WITH TUNNEL SUPPORTS BY TAKING INTO ACCOUNT DISSIPATION ENERGY

Toyohiko WATANABE and Yuji KISHINO

The authors proposed an evaluating method in terms of the external work done to rock masses and the energy dissipated within rock masses, and showed the effectiveness of the method to evaluate the stability of rock masses without supports.¹⁾ This paper extended this method to be able to evaluate the stability of rock masses under the influence of internal pressure or rock bolts. By the parametric model for the mechanical characteristics derived from shearing test data on rocks, the stability evaluation of soft rocks around tunnels under the inner pressure and the influence of the timing of support settings on the stability of rock masses were discussed.