

Hoek & Brown の破壊条件を利用した 岩石と岩盤のひずみ基準値について

武内邦文¹・芥川真一²・桜井春輔³

¹正会員 工修 (株)大林組東京本社 (〒108-8502 東京都港区港南 2-15-2)

²正会員 Ph.D 神戸大学助教授 工学部建設学科 (〒657-8501 神戸市灘区六甲台 1-1)

³正会員 工博 Ph.D 広島工業大学学長 (〒731-5193 広島市佐伯区三宅 2-1-1)

岩盤構造物の安定性を定量的に評価する指標として、筆者の一人により提案された限界ひずみは、現在、トンネルや地下空洞等で幅広く利用されている。しかし、この指標の岩石から岩盤への拡張性や高拘束圧下への適用性については未確認な点も存在する。そこで、本研究では、岩石および岩盤材料の破壊基準として多くの実績を有する Hoek & Brown の破壊条件を利用して、比較的簡単に岩石および岩盤のひずみ基準値を推定する手法を提案し、各種試験結果と比較することにより、その特徴について考察した。その結果、この基準値は、岩石の場合には Mohr & Coulomb の破壊条件よりも高拘束圧までの適用性に優れていることや、岩盤のひずみ基準値は一軸の場合には岩石とほぼ同じであるが、三軸圧縮状態では岩盤の方がかなり大きくなる可能性があることがわかった。

Key Words : strain criteria of rock and rock masses, critical strain, failure strain, Hoek & Brown failure criterion, evaluation of rock mass stability

1. はじめに

トンネルなど岩盤内構造物では、事前調査で地山の力学特性や初期応力を正確に把握することが一般に困難なため、施工中に観察や計測を行い、事前設計や施工法の見直しを迅速に行う情報化施工が採用されている。岩盤安定性を定量的に評価する方法として、筆者の一人により提案された直接ひずみ評価法 (DSET [Direct Strain Evaluation Technique])¹⁾は、現場で計測された変位から、逆解析等を駆使して²⁾岩盤に発生しているひずみ分布を推定し、それを1つの許容値である“限界ひずみ”と比較することにより岩盤安定性を評価するものである。この方法は、その後のひずみ基準値に関する各種の研究成果等^{3),4),5),6),7)}とも相まって、現在では、標準的な施工管理指標のひとつとして定着してきている。

この限界ひずみの特徴は、岩石の一軸または三軸圧縮強度試験結果から簡単に算定できることと、施工管理指標としては、実用性の観点からは、岩石の限界ひずみを岩盤にも概ね適用できる、すなわち、岩盤の寸法効果の影響が小さいことである^{1),3),4)}。なお、本稿では、岩石という場合に

は不連続面を含まない供試体を室内で試験すること、岩盤とはその影響を含む原位置での特性を意味するものとする。

直接ひずみ評価法では、Mohr & Coulomb の破壊条件を用いて限界ひずみへの拘束圧の影響を考慮する方法を示しており、その後、桜井ほかによれば⁹⁾、この拘束圧の限界ひずみへの影響は小さいと報告されている。しかし、その論文では岩石強度が比較的小さい多孔質凝灰岩で、しかも拘束圧は最大でも約 0.6MPa と小さかったため、その結論を大きな強度や拘束圧まで適用できるかどうかは明確でない。

そこで、本研究では、岩石のひずみ基準の問題点について考察しながら、Hoek & Brown の破壊条件を利用した一軸および三軸圧縮状態におけるひずみ基準値を算定する方法を提案し、試験結果と比較することによりその妥当性について検討する。同じく、岩盤のひずみ基準値についても、Hoek & Brown の破壊条件から求める方法を示し、その特徴について考察する。特に、限界ひずみに関して岩盤の寸法効果が小さいと言えるかどうか重要なポイントとなる。

そして、最後に、本研究で提案した岩石および岩盤の限界ひずみ基準値の推定方法をまとめ、この指標が簡易に評価可能であることを示す。

2. Hoek & Brown の破壊条件を利用した岩石のひずみ基準値

筆者の一人が提案した岩石の限界ひずみ ε_0 は、一般的な試験である岩石コア供試体を用いた一軸圧縮試験結果を用いて、次式により求められる¹⁾⁵⁾⁹⁾⁷⁾。

$$\varepsilon_0 = \frac{\sigma_c}{E_{50}} \quad (1)$$

ここに、 σ_c : 岩石の一軸圧縮強度

E_{50} : 最大強度の50%における接線弾性係数
(軸方向および周方向のひずみゲージを供試体側面対称位置に2枚添付して測定)

桜井ほかによれば⁹⁾、限界ひずみの拘束圧依存性については、三軸圧縮試験が行われた場合には式(2)により限界ひずみが算定され、一軸圧縮強度が約 7.5MPa の多孔質凝灰岩を用いた室内実験結果からは、拘束圧が最大 0.6MPa の範囲において、この岩石材料の限界ひずみへの三軸圧縮応力の影響は大きくないと判断している。

$$\varepsilon_{03} = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_f}{E_{50}} \quad (2)$$

ここに、 $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$: 軸差応力表示した最大強度

E_{50} : 最大強度の50%における接線弾性係数
(同じく、軸方向および周方向のひずみゲージを供試体側面対称位置に2枚添付して測定)

しかし、上記論文の実験成果は、比較的強度や拘束圧が小さい条件下でのものであったため、これが岩石材料の一般的な特徴であるとは言い難い。そこで、高強度で高拘束圧条件下におけるひずみ特性について検討するため、一軸圧縮強度が約 55MPa の花崗岩を供試体(φ50mm×高さ100mm)として、拘束圧が最大 30MPa までの三軸圧縮試験を実施した。図-1 が拘束圧を変化させた場合の軸圧縮応力と、ひずみゲージを供試体側面対称位置に2枚添付して測定した軸ひずみ関係であり、岩石材料によって異なるが、この図の場合には、最大強度が拘束圧の影響で大きくなっているのに対して、最大強度の50%における接線弾性係数はほぼ等しい、すなわち、三軸圧縮状態の限界ひずみ ε_{03} は ε_0 より少し大きくなっている様子がわかる。

また、非線形性及び拘束圧の影響を受ける岩石の破壊ひずみ ε_f については、Mohr & Coulomb の破壊条件を利用して、式(3)および(4)により限界ひずみから算定できる¹⁾。その際、式(5)は一軸と三軸圧縮試験の E_{50} がほぼ等しいと仮定することにより導かれるもので、岩石材料によって異なると考えられるが、図-1 のようにこの仮定は概ね妥当と考えた。

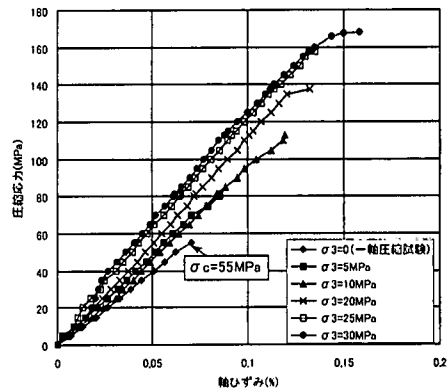


図-1 三軸圧縮状態における花崗岩の応力ひずみ曲線

$$\varepsilon_{f1} = \frac{\varepsilon_0}{1 - R_{f1}} \quad (3)$$

$$\varepsilon_{f3} = M \varepsilon_{f1} = M \frac{\varepsilon_0}{1 - R_{f1}} \quad (4)$$

$$M = \left(1 + \frac{\sigma_3 \tan \phi}{c}\right) \left(\frac{1 - R_{f1}}{1 - R_{f3}}\right) \quad (5)$$

ここに、 ε_{f1} , ε_{f3} : 一軸および三軸圧縮状態の破壊ひずみ
 σ_3 : 拘束圧 (最小主応力)
 c , ϕ : 粘着力および内部摩擦角

式(3)におけるパラメーター R_{f1} は、桜井により定義された一軸圧縮試験における限界ひずみから破壊ひずみを簡易に推定するための応力ひずみ関係の非線形性を表わす指標であり、式(5)におけるパラメーター R_{f3} は三軸圧縮試験におけるものである¹⁾。これらは一軸と三軸圧縮状態で異なると考えられ、室内試験で得られるが、同じく桜井によれば、岩石に対しては0.05~0.6程度の値となる¹⁾。なお、施工管理指標としてひずみを採用する場合に、最も安全側を考えるとときには実用上 $R_{f1} = R_{f3} = 0$ として問題はないとしている。

具体的に、図-1 で実験した花崗岩に式(4)および(5)を適用して、ひずみ基準値を算定する。まず、図-2 は一軸と三軸圧縮強度試験の成果であるモールの破壊応力円をまとめて表示したものである。これより、Mohr & Coulomb の破壊条件を利用して岩石の c , ϕ の値を求めた結果、低拘束圧条件を重視した時には $c=12.2\text{MPa}$, $\phi=44^\circ$ 、高拘束圧では $c=23\text{MPa}$, $\phi=30^\circ$ となった。すなわち、これらは拘束圧により大きく変化する。この値を式(5)に代入すれば、ひずみの係数 M は拘束圧の関数として示される。図-3 は試験から得られた係数 M (■実験値で示す) と拘束圧の関係を式(5) (実線で示す) と比較したもので、図中に実線で示した部分の κ の値は、 $\kappa = (1 - R_{f1}) / (1 - R_{f3})$ に与えた設定値である。この図から、1組の c および ϕ をパラメーターとして M が拘束圧 σ_3 と線形関係となる式(5)の適用性には問題があることがわかる。

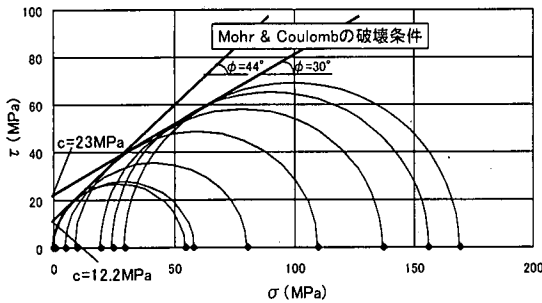


図-2 典型的な三軸圧縮試験結果とcおよびφの算定

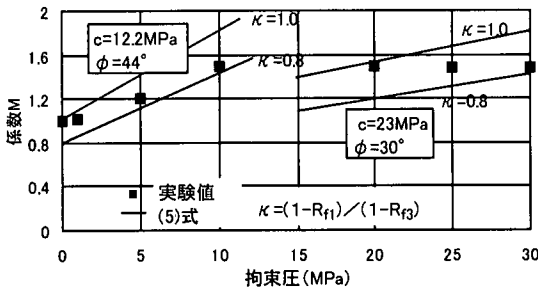


図-3 拘束圧と係数Mの関係(花崗岩)

そこで、この問題を解決するため、本研究では、Mohr & Coulombの破壊条件よりも岩石や岩盤材料に特化して開発されたHoek & Brownの破壊条件を利用して、岩石のひずみ基準値を以下のように求める方法を提案する。

軟岩を含む岩石コアに対して、Hoek & Brownの一般化された破壊条件は以下に示す式で表わされる⁹⁾。

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_c (m_i \frac{\sigma_3}{\sigma_c} + 1)^{0.5} \quad (6)$$

m_i は岩石コアのHoek & Brown定数であり、一連の一軸および三軸圧縮試験を行った場合には式(6)から直接算定できる係数である。また、この値はHoekとBrownによって岩種毎の標準的な値が用意されている⁹⁾。ここで、50%強度接線弾性係数に対する拘束圧の影響を無視する、すなわち、一軸および三軸圧縮試験におけるその弾性係数 E_{50} が等しいと仮定して、式(6)の両辺を E_{50} で除して整理すると次式となる。ただし、桜井ほかによれば⁹⁾、一軸圧縮強度が約7.5MPaの多孔質凝灰岩を用いた室内実験結果から E_{50} は若干拘束圧に依存する結果となっており、したがって、この仮定は軟岩の場合には妥当でないかもしれないことには注意を要する。

$$\varepsilon_{03} = \varepsilon_0 (m_{is} \frac{\sigma_3}{\sigma_c} + 1)^{0.5} \quad (7)$$

上式は、限界ひずみの拘束圧依存性をHoek & Brown定数で示した関係であり、この関数型からわかる通り、拘束圧依存性が双曲線的に表わされる特性がある。ここで、 m_{is} はひずみをベースとしたHoek & Brown定数とでもいべきものであり、三軸圧縮試験において限界ひずみを測定すれば式(7)に代入して直接求められる。ただし、非線形性等の影響により、この値は応力によるHoek & Brown定数 m_i とは異なる可能性があることには注意しなければならない。

次に、破壊ひずみ ε_B を推定するため、式(4)に示すように、一軸の限界ひずみと三軸の破壊ひずみが線形関係で示されることを前提に、次式が成立するものと仮定する。

$$\varepsilon_B = \varepsilon_0 (m_{if} \frac{\sigma_3}{\sigma_c} + 1)^{0.5} \quad (8)$$

これら提案した式(7)および(8)の軸ひずみ基準値の岩石への適用性を検討するため、前述の花崗岩の三軸圧縮試験結果として得られた限界および破壊ひずみと、その試験結果を用いて定数 m_{is} と m_{if} を算定し、式(7)および(8)に代入してそれらの拘束圧依存性を算定した結果を図-4で比較した。結果として、 m_{is} の値は0.3~7.3の範囲で、その平均値は3.1、 m_{if} は0.3~10.0で、平均値は5.4となり、式(7)および(8)により算定した限界および破壊ひずみと実験結果は、小さい拘束圧から大きくなる全般において良好に一致している。したがって、提案した岩石の限界および破壊ひずみ基準の花崗岩への適用性は優れていると考えられる。

次に、この限界軸ひずみのその他の岩種への適用性を検討するために整理した結果が図-5であり、花崗岩2の一軸圧縮強度は約110MPa、安山岩は約88MPa、凝灰岩は約0.72MPaの岩石供試体を用いた場合の限界ひずみを評価した。なお、この試験でのひずみは全て軸および周方向のひずみゲージを供試体側面対称位置に2枚添付して測定した。これより、岩種だけでなく軟岩の場合や拘束圧比が小さいときにも、実線で示した限界ひずみ基準値は実験値と概ね良好に合致することが判明した。ただし、この図中、凝灰岩に関しては拘束圧依存性が極めて小さく m_{is} もほぼ0で、限界ひずみが減少しているのは計測誤差と考えられる。

したがって、ここで提案した限界および破壊ひずみの算定式は岩石の基準値としては概ね妥当であると考えられる。

3. Hoek & Brownの破壊条件を利用した岩盤のひずみ基準値

前章同様、桜井は、岩盤の限界ひずみ ε_{OR} が式(9)の関係で表わされ⁹⁾、岩盤不連続面がかなり多く存在し、かつ不規則な配置の場合には (m/n) の値は1.0~3.0程度となり、安全側を考慮した施工管理指標として利用する観点からは、その値を1.0として実用上問題がないと報告している。

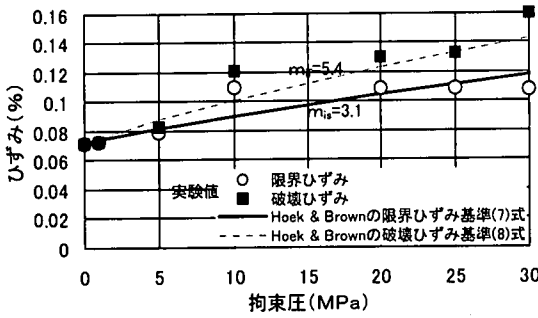


図-4 Hoek & Brown のひずみ基準値の適用性 (花崗岩)

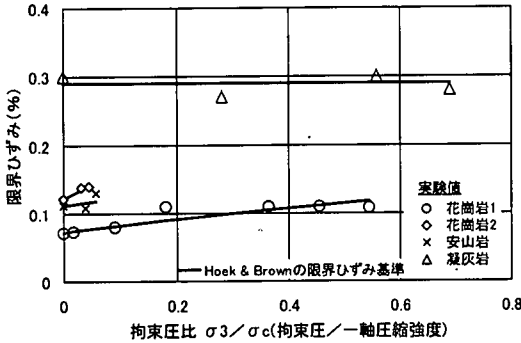


図-5 岩石試験結果と Hoek & Brown 限界ひずみ基準値の比較 (花崗岩, 安山岩, 多孔質凝灰岩)

$$\epsilon_{0R} = \frac{\sigma_{cR}}{E_R} = \left(\frac{m}{n}\right) \epsilon_0 \quad (9)$$

ここに、 σ_{cR} : 岩盤の一軸圧縮強度
 E_R : 岩盤の変形係数
 m, n : 強度及び変形係数の低減率
 n は岩石一軸圧縮コア試験の 50%強度接線弾性係数から岩盤の変形係数への低減率

一軸圧縮状態の岩石と岩盤の限界ひずみがほぼ同じになることは、ひずみが不連続面の影響をあまり受けない材料固有のものであることを示唆し、原位置のひずみを室内試験で推定可能といえる。この限界ひずみをトンネル内空変位の計測管理に適用して良好な結果を得たことから⁴⁾、安定性評価指標としての限界ひずみの有用性は確認済みと考えられる。しかし、トンネル周辺の岩盤安定性問題のように掘削壁面では一軸圧縮状態と考えられ、したがって、この限界ひずみが有効な指標となったが、多様なき裂が存在する岩盤の、三軸圧縮状態への適用性は未確認である。

そこで、前章と同じく、岩盤に関する Hoek & Brown の破壊条件を利用して岩盤の一軸および三軸圧縮状態のひずみ基準値について考えてみる。

一般に、き裂を多く含む中硬岩から、極めて土に近い軟岩のような岩盤に対して、Hoek & Brown の一般化した破壊

表-1 地質条件に基づく GSI の推定⁹⁾

GSI (GEOLOGICAL STRENGTH INDEX)	岩盤表面条件				
	極めて良好	良好	中品質	品質悪い	極めて品質悪い
岩盤構造	表面品質の低下				
ブロッキー (BLOCKY)	80	70			
極めてブロッキー (VERY BLOCKY)		60			
ブロッキー/攪乱 (BLOCKY/DIS-TURBED)			50		
粉砕岩盤 (DIS-INTEGRATED)				40	
					30
					20
					10

条件は式(10)~(13)で示される。この中で原位置岩盤の条件を表す GSI (Geological Strength Index) は表-1 に示すように経験に基づき概略算定する方法が示されている⁹⁾。

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_c \left(m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_c} + s \right)^a \quad (10)$$

$$m_b = m_i \exp \left(\frac{GSI - 100}{28} \right) \quad (11)$$

GSI > 25 の場合

$$s = \exp \left(\frac{GSI - 100}{9} \right), a = 0.5 \quad (12)$$

GSI < 25 の場合

$$s = 0, a = 0.65 - \frac{GSI}{200} \quad (13)$$

本研究では、上式のうち、GSI > 25 の場合、すなわち式(12)を対象として議論を進めることにする。その理由は、GSI < 25 の場合には土質材料に極めて近い軟岩のため、岩石コア供試体を用いた室内試験と原位置試験による材料特性はほぼ等しいと考えられるからである。

ここで、岩盤の限界ひずみを求めるため、式(10)を ($E_{30} \times E_R$) で除して整理すると式(14)となり、Hoek & Brown の破壊条件を用いた岩盤の限界ひずみ基準値として提案できる。ただし、 m_{bs} はひずみをベースとした定数であり、これは式(11)を参考に、式(15)で推定できるものと仮定する。

$$\epsilon_{03R} = \frac{E}{E_R} \epsilon_0 \left(m_{bs} \frac{\sigma_3}{\sigma_c} + s \right)^a \quad (14)$$

$$m_{bs} = m_{is} \exp\left(\frac{GSI-100}{28}\right) \quad (15)$$

$$s = \exp\left(\frac{GSI-100}{9}\right), a = 0.5 \quad (16)$$

すなわち、式(14)は、岩盤の三軸圧縮状態の限界ひずみが岩石と岩盤の変形係数比、岩石の限界ひずみ、Hoek & Brown のひずみをベースとした定数(m_{bs} , s , a)、および岩石コアの一軸圧縮強度と拘束圧の比から算定できることを示している。式(14)は、岩盤の応力ひずみ関係に非線形性がない場合には、左辺の ε_{03R} が破壊ひずみ ε_{BR} と等しくなるが、これは常に成立しないため、岩盤に対する破壊ひずみ基準も同じく下式のように示すことができる。

$$\varepsilon_{f3R} = \frac{E}{E_R} \varepsilon_0 (m_{bf} \frac{\sigma_3}{\sigma_c} + s)^a \quad (17)$$

$$m_{bf} = m_{if} \exp\left(\frac{GSI-100}{28}\right) \quad (18)$$

ここで、 m_{bf} は同じくひずみをベースとした定数であり、岩盤試験は容易に行えないことから、岩石の m_{if} との間に式(18)に示すような関係が成り立つものと仮定した。また、Hoek と Brown によれば、岩盤の変形係数 E_R は経験的に次式により算定することを提案している⁹⁾。

$$E_R \text{ (GPa)} = \sqrt{\frac{\sigma_c}{100}} 10^{\frac{GSI-10}{40}} \quad (19)$$

これにより、式(14)および(17)のひずみ基準値は、簡易な試験である供試体側面のひずみゲージで軸ひずみを測定する岩石一軸圧縮試験結果および現地の岩盤条件を評価した GSI から簡単に推定できることになる。

この限界ひずみ基準値の特徴を考察するため、ここでは、適切な m_{is} を設定（ここでは、図-4の花崗岩試験から得られた 3.1 を採用）し、GSI および σ_3/σ_c をパラメーターとして、式(14)から岩石と岩盤のひずみ比 $\varepsilon_{03R}/\varepsilon_0$ を試算した。その結果を整理したものが図-6である。

この結果より、 $\sigma_3=0$ すなわち一軸圧縮状態の場合には、GSI の値によらず、限界ひずみ比 $\varepsilon_{03R}/\varepsilon_0$ はほぼ 1.0~1.2、つまり岩石から岩盤への寸法効果が小さいことがわかる。したがって、式(9)の (m/m) を 1.0 として岩盤安定性評価指標として用いることは、トンネル壁面のように一軸圧縮状態となる場合には、図-6からも妥当であると考えられる。

しかし、三軸圧縮状態におけるひずみ比 $\varepsilon_{03R}/\varepsilon_0$ は、拘束圧比が大きくなるほど、また GSI の値が小さくなるほど大きくなる傾向がある。この現象は岩盤条件が悪く、したがって、き裂が多くなるほど変形係数が小さくなり、拘束圧を受けた場合の変形性能が大きくなるという自然なこ

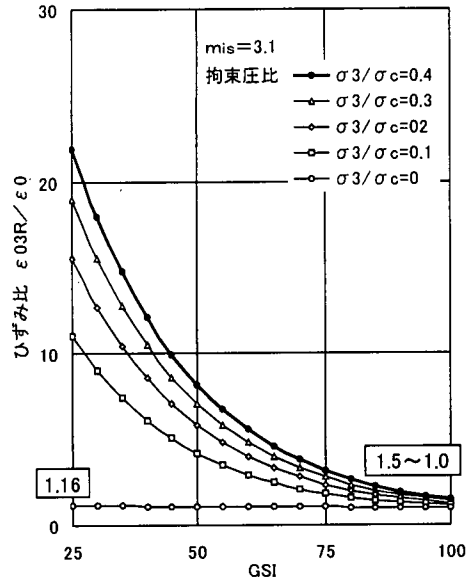


図-6 提案した岩盤の限界ひずみ比式(14)と GSI の関係

ととして理解できる。すなわち、岩盤が一軸圧縮状態でない場合に、岩石の限界ひずみをそのまま岩盤安定性評価指標として用いることはかなり保守側の評価となる可能性があるものと考えられる。

ここで提案した式(14)に示す岩盤限界ひずみ基準値の適用性を検討するため、岩盤の原位置試験結果と比較することにする。岩盤試験は数が少なく、しかも一般的にはひずみを直接的に測定しない平板載荷試験とせん断試験のため、得られた変形係数と強度の関係から間接的に限界ひずみを算定することにした。なお、変形係数は通常の 30cm 剛板を利用した試験(詳細は参考文献 10)を参照)から、強度はロックせん断試験から粘着力 C 、内部摩擦角 ϕ を測定し、 $\sigma_{cR} = (2C \cos \phi) / (1 - \sin \phi)$ で算定した。その比較結果が図-7であり、式(9)の通り、横軸には岩石試験から得られたコアの 50% 強度接線弾性係数に対する岩盤の変形係数への低減率 $\eta (= E_R/E_{50})$ を、縦軸にはひずみ比 $\varepsilon_{03R}/\varepsilon_0$ をプロットしたものである。同図には、式(14)に示す岩盤限界ひずみ基準値の拘束圧比を変化させた場合の算定結果を実線で示している。この結果から、式(14)の一軸圧縮状態におけるひずみ比算定結果が、原位置岩盤試験結果の下限值を与える傾向があるとともに、試験結果は拘束圧比が 0~0.01 の場合と概ね良好に合致している様子がわかる。

このように、岩盤の原位置試験から評価した限界ひずみは岩石のそれに対して数倍大きくなる場合もあるが、これは主として拘束圧の影響として説明できる可能性がわかり、したがって、本研究で提案した式(14)で示す岩盤の限界ひずみ基準値は、拘束圧の影響を強く受けることを慎重に考慮した上で、岩盤安定性評価指標として利用できると思われる。

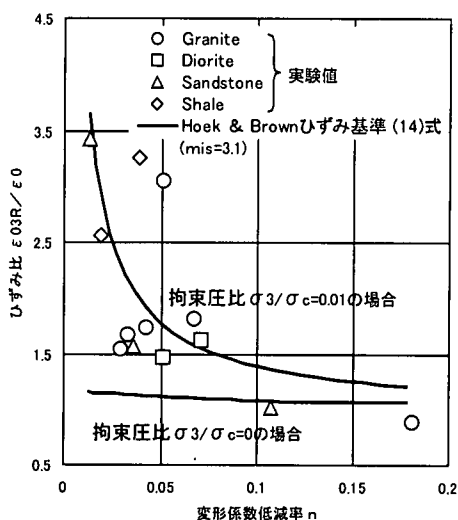


図-7 提案した岩盤の限界ひずみ比式(14)と岩盤試験結果の比較

4. まとめ

岩盤安定性を定量的に評価するため、本研究で提案した岩石と岩盤の限界ひずみ基準を推定する方法を以下に示す。

- ① 岩石の一軸圧縮試験を行い、式(1)から限界ひずみ ϵ_0 を評価する。
- ② 一連の室内三軸圧縮試験で限界ひずみを測定し、式(7)の限界ひずみ ϵ_{03} を推定する定数 m_s を算定する。
- ③ 念のため、三軸圧縮試験結果から、式(6)に示す Hoek & Brown 定数 m_i も算定し、両者の関係を明確にしておく。
- ④ 表-1 から岩盤条件としての GSI を推定しておき、式(15)、(16)および(19)を式(14)に代入して岩盤の限界ひずみ基準値を推定する。

なお、限界および破壊ひずみは強度が大きく脆性的な破壊挙動を示す場合にはほぼ等しくなるが、軟岩や拘束圧が大きい場合には破壊ひずみが大きくなる。

本研究では、Hoek & Brown の破壊条件に基づいた岩石および岩盤の安定性評価に用いるひずみ基準値を推定する方

法を提案し、その特徴を各種試験結果と比較することにより考察した。岩石試験結果との比較では、Mohr & Coulomb よりも Hoek & Brown の破壊条件に基づいた推定式の方が高拘束圧までの適用性に優れていることが判明した。また、岩盤のひずみ基準値は、一軸圧縮状態の場合には岩石とほぼ等しいが、拘束圧の影響を受けた場合には岩盤のほうがかなり大きくなる可能性が指摘された。

謝辞：本研究で用いた岩石と岩盤の試験結果は、主に神戸大学の研究室で行ったもので、その実施に当たり中屋行雄氏、足立孝年氏、および中山徹氏に感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 桜井春輔：トンネル工事における変位計測結果の評価法，土木学会論文集，第317号，pp.93~100，1982。
- 2) 桜井春輔，武内邦文：トンネル掘削時における変位計測結果の逆解析法，土木学会論文集，第337号，pp.137~145，1983。
- 3) Sakurai, S.: Displacement Measurements Associated with the Design of Underground Openings, *Proc. Int. Sympos. Field Measurements in Geomechanics*, Zürich, Vol.2, pp.1163~1178, 1983.
- 4) 桜井春輔：NATMにおける現場計測と管理基準値，土と基礎，34-2(337)，pp.5~10，1986。
- 5) 桜井春輔，川嶋幾夫，大谷達彦：岩石の限界ひずみに対する環境要因の影響について，土木学会論文集，No.463/III-22，pp.177~180，1993。
- 6) 桜井春輔，川嶋幾夫，大谷達彦，松村真一郎：トンネルの安定性評価のための限界せん断ひずみ，土木学会論文集，No.493/III-27，pp.185~188，1994。
- 7) 桜井春輔，川嶋幾夫，土田晃，篠田知堅，芥川真一：不均質性岩盤の限界ひずみについて，土木学会論文集，No.535/III-34，pp.185~190，1996。
- 8) Hoek, E. and Brown, E.T.: *Underground Excavations in Rock*, Institution of Mining and Metallurgy, p.137, 1980.
- 9) Hoek, E. and Brown, E.T.: Practical Estimates of Rock Mass Strength, *Int. J. of Rock Mech. Min. Sci.*, Vol.34, No.8, pp.1165~1186, 1997.
- 10) 日本材料学会編：岩の力学，pp.555~558，1993。

(2000. 5. 10 受付)

STRAIN CRITERIA OF ROCK AND ROCK MASSES WITH A USE OF HOEK & BROWN FAILURE CRITERION

Kunifumi TAKEUCHI, Shinichi AKUTAGAWA and Shunsuke SAKURAI

For the purpose of evaluating rock mass stability around an underground opening, this paper proposes new strain criteria of rock and rock masses making use of the Hoek & Brown failure criterion, which has been widely accepted and utilized all over the world. One of the authors previously proposed the critical/failure strain, which has been used in tunnels or cavern constructions as a standard indicator of rock mass stability. It still has problems, however, that the critical/failure strain of an intact rock may not simply apply to rock masses and to the region of a large confining pressure. The results of this research imply that the new strain criterion for an intact rock can be made applicable to the region of a large confining pressure and to rock masses only in unconfined stress states. It should be noted, however, that the new criterion for rock masses is significantly larger than that for an intact rock in triaxial stress states.