

(29) 不連続性岩盤の力学定数の推定法

神戸大学工学部 正〇 崔 政権

“ “ 清水 則一

“ “ 杉井 春輔

1. はじめに

トンネル、地下空洞、斜面及びダム、橋梁等各種構造物の基礎などの岩盤構造物の設計・施工において、岩盤の力学的性質も適確に把握することは重要である。特に数値解析を行う場合には、岩盤の力学定数を原位置での値として求めなければならない。これらの値は、一般に、過去の経歴を踏まえ、岩盤分類や原位置試験によって定められている。また、岩石供試体の試験結果から推定する場合もある。しかし、岩石実験の結果得られる強度や力学定数は供試体規模のものであり、割れ目を含む岩盤の値としてこれを直接、解析に用いることは、一般にできない。しかし、岩石試験は、数多くのデータを容易に得ることができる特色を有するため、その結果は、何らかの方法で積極的に岩盤の評価に利用することが望まれる。

本報告では、岩盤の割れ目の状態と岩石供試体の試験結果に基づいて、原位置の力学定数を推定する方法を示す。

2. 本論文で対象とする岩盤

一般に、岩盤は様々な性状の割れ目を含んでいる。割れ目が非常に密に存在し、かつ、大規模なものが無い場合には、岩盤も見掛上連続体と考えることができる。その場合、割れ目の方向に卓越性があるときには、異方性の連続体と考えることもできよう。

一方、大規模な割れ目が存在し、岩盤全体の挙動がそれによって影響を受ける場合には、岩盤のモデル化において、その割れ目を不連続面として考慮しなければならない。

本論文では、岩盤は、割れ目がかなり不規則な方向に存在し、見掛上、等方性の連続体と考え得るものを対象とする。

3. 岩盤の応力-ひずみ関係及び限界ひずみ

岩石供試体と岩盤の応力-ひずみ関係の間に、Müller⁽¹⁾ は次のような関係考えた。すなわち、岩盤の応力-ひずみ関係は、供試体の応力-ひずみ曲線のピーク後の応力-ひずみ関係の中に見出すことができる。言い換れば、岩盤の応力-ひずみ関係は、応力軸を右方に移動させることによって得られる(図-1参照)。

さて、限界ひずみを次のように定義する(図-2参照)。

$$\epsilon_0 = \sigma_c / E \quad (\sigma_c: \text{圧縮強度}, E: \text{弾性係数}) \quad (1)$$

いま、図-1に示すような繰返し載荷に対して、限界ひずみを求めると、それは、ほとんど同程度の値を示すようである。岩石に対して求めた一例を表-1に示す⁽²⁾。したがって、もし、Müllerの言うように供試体のピーク後の応力-ひずみ関係が岩盤のそれを表しているとすれば、供試体と岩盤の限界ひずみは、ほぼ等しいと考えられる。これは、著者の一人がすでに主張していることと同一の結果である⁽³⁾。

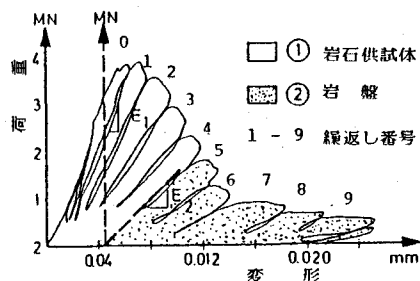


図-1 繰返し載荷による岩石供試体の応力-ひずみ関係⁽¹⁾

4. 原位置岩盤の力学定数の推定法

図-3に 岩石供試体に対する一軸強度と限界ひずみの関係を示す。また、表-2は、岩石供試体と原位置岩盤に対する限界ひずみの値を比較したものである。表-2より ϵ_{OR}/ϵ_0 (表中 m/n で表す。なお、 ϵ_{OR} は原位置岩盤の限界ひずみ) は、おおむね 1.0 より大である。すなわち、岩盤の限界ひずみ ϵ_{OR} は、供試体で得られる値より若干大きいようである。したがって、いま、岩盤の弾性係数 E_R が、向らうの方法によって決定できるならば、岩盤の一軸強度は、供試体の限界ひずみ ϵ_0 を用いて、安全側の値(若干、小さい値)として、次式によって求められる。

$$\sigma_{CR} = \epsilon_0 E_R \quad (2)$$

ただし、 σ_{CR} は、原位置岩盤の一軸強度である。

岩盤の一軸強度が求まれば、せん断強度 C とび内部摩擦角 ϕ は次式から求められる。

$$C = \frac{\sigma_{CR} (1 - \sin \phi)}{2 \cos \phi} \quad (3)$$

ただし、 C と ϕ のいずれかを仮定する必要があるが、一般には、 ϕ を仮定するのが容易であろう。

以上の過程で問題は、岩盤の弾性係数 E_R をいかにして求めるかである。岩盤の弾性係数は、平板載荷試験と孔内載荷試験によって求めることが出来る。しかし、原位置試験によらずとも、もし、割れ目の数、方向、力学特性等が把握できれば、数値解析によって、岩盤の E_R を推定することも可能となる。

図-5に、割れ目を含んだ簡単な、岩盤モデルを示す。ここで、岩石の弾性係数は、 $E_s = 1.0, 3.0, 5.0, 10.0, 20.0 \times 10^4 \text{ kg/cm}^2$ 、割れ目は厚さ 1.0 cm 、 $E_g = 2000 \text{ kg/cm}^2$ とした。このモデルに対し、有限要素法によって、見掛けの弾性係数を求めた。図-6に、解析結果を示す。これは、割れ目を含む岩盤の見掛けの弾性係数 E_R と割れ目で囲まれるブロック(インタクトな岩石)の弾性係数の比 n との関係を示したものである。この関係から、岩盤の割れ目の評価ができれば、弾性係数が推定できることになる。

しかし、原位置岩盤に対し、このような割れ目のモデルを正確に設定し、かつ、その力学定数を正確に定める事は困難であるため、これには、土木地質技術者及び岩盤力学研究者、双方の緊密な協力が要である。

*注 表-2において、 $\sigma_{CR} = m \sigma_c$ 、 $E_R = n E_s$
 $\epsilon_{OR} = \frac{m}{n} \epsilon_0$

図-4 岩盤と岩石供試体の限界ひずみ

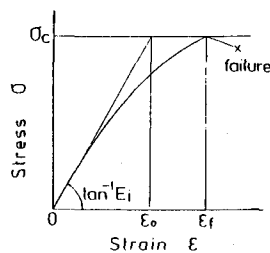


図-2 限界ひずみ

表-1 各繰返し段階における ϵ_0, L

繰返し番号	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
ϵ_0, L	0.053	0.052	0.061	0.067	0.070	0.067	0.069	0.059	0.046	0.043

L : 供試体の高さ

$\epsilon_0 L$: 単位 mm

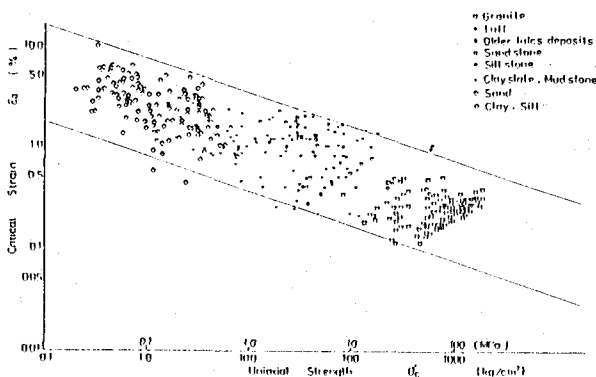
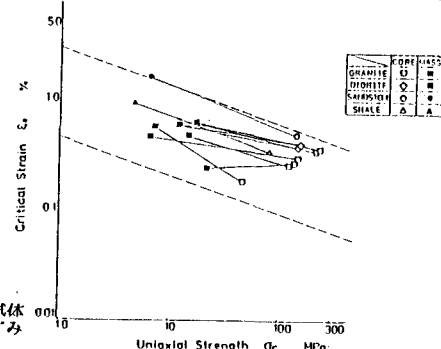


図-3 岩石供試体の限界ひずみと一軸圧縮強度の関係

表-2* 岩盤と岩石供試体の限界ひずみの比較

Rock Type & Class	Rock Core			Rock Mass			Core vs Mass		
	σ_c MPa	E_s GPa	ϵ_c %	σ_c MPa	E_s GPa	ϵ_c %	m	n	m/n
granite CI	227.4	62.7	0.362	16.70	2.65	0.631	0.0734	0.0422	1.74
granite CM	211.5	59.8	0.534	11.60	1.96	0.592	0.0548	0.0328	1.67
granite CL	121.8	47.1	0.301	6.39	1.37	0.466	0.0451	0.0292	1.56
diorite CI	145.2	37.3	0.389	16.70	2.65	0.631	0.1150	0.0711	1.62
diorite CM	153.5	38.2	0.402	11.60	1.96	0.592	0.0755	0.0513	1.47
granite B	130.2	47.5	0.274	20.97	8.60	0.244	0.161	0.181	0.89
granite CI	117.6	44.3	0.265	14.31	2.98	0.480	0.198	0.067	1.81
granite CM	44.7	23.7	0.189	6.99	1.21	0.578	0.156	0.051	3.06
sandstone	137.2	28.4	0.483	6.27	0.381	1.642	0.046	0.034	3.43
shale	78.4	21.6	0.364	3.82	0.411	0.930	0.049	0.0191	2.57



6. おまけ

本報告では、岩石の供試体の限界ひずみ及び岩盤の弾性係数の岩石供試体に対する値からの低下率に基づいた岩盤の力学定数を推定する方法を示した。

もちろん、岩盤の強度の低下率が推定できれば、限界ひずみを通して弾性係数を求め得ることは言うまでもない¹⁴。したがって、限界ひずみを用いた岩盤の力学定数の推定では、弾性係数か強度のいずれか容易な方を推定することになる。いずれにしても、その推定には、不確かさが伴うので、調査坑などの掘削時における地山の⁽⁵⁾変位の計測結果から逆解析を行い、各低下率の最終値を求め、最初に推定した値を再評価する方法も考えられる。なお、その場合の手順のフローチャートを図-7に示しておく。

参考文献

- 1) L. Müller; Rock Mass Behaviour - Determination and Application in Engineering Practice, Proc. 3rd ISRM Conf., 1-A, pp. 205-215, 1974
- 2) Z.T. Bieniawski; Deformational Behaviour of Fractured Rock under Multiaxial Compression, Proc. The Southampton 1969 Civil Engng. Material Conf., Part 1, pp. 589-598, 1971
- 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) 桜井春輔; 原位置岩盤の試験とその結果の評価, 材料, No. 347, pp. 759-769, 1982
- 5) S. Sakurai; Displacement Measurements Associated with the Design of Underground Openings, Proc. Int. Sympo. Field Measurements in Geomech., Vol. 2, Thames 5, pp. 217-232, 1983

表-3 解析に用いたブロック数と割れ目のパターン

ブロック数N	2	4	6	8	10	12	14	16	20	24
割れ目のパターン										

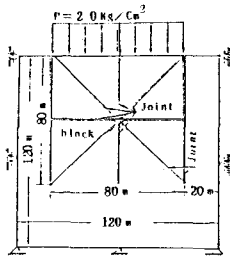


図-5 解析モデル

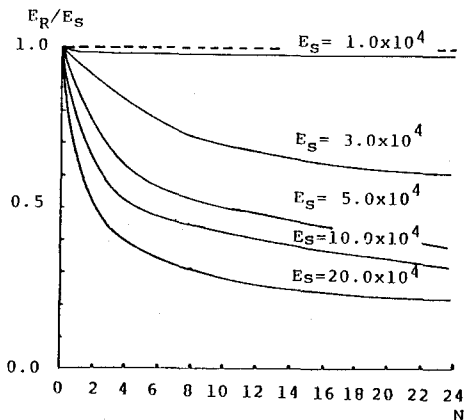


図-6 弾性係数の低下率とブロック数の関係

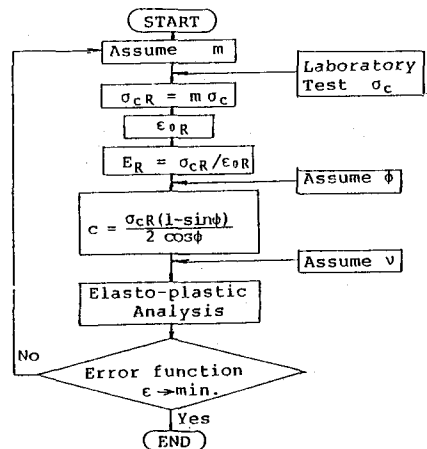


図-7 岩盤の力学定数を求める逆解析のフローチャート

(29) A Method of Estimating Mechanical Constants of Jointed Rocks

Zeng Chuan Chui
Norikazu Shimizu
Shunsuke Sakurai
Kobe University

Summary

This paper presents a method of estimating the mechanical constants of elastic modulus, shear strength and angle of internal friction of jointed rock masses. The method is based on the concept of "Critical strain", which has been suggested by the third author, in addition to a reduction rate of elastic modulus from intact rock to in-situ rock masses.

The outline of the procedure of the method is as follows;

- 1) Determination of the critical strain of rock specimen by a uniaxial compressive test in the laboratory.
- 2) Estimation of a reduction rate of elastic modulus from intact rock to in-situ rock mass, considering the behaviour of joint system existing in rock masses.
- 3) Determination of the uniaxial strength of rock masses by following equation,

$$\sigma_{CR} = E_R \cdot \epsilon_0 ,$$

where σ_{CR} is the uniaxial strength, E_R is elastic modulus of rock mass and ϵ_0 is the critical strain of rock mass being assumed to be equal to that of intact rock.

- 4) Estimation of shear strength c and angle of internal friction ϕ as,

$$c = \frac{\sigma_{CR} (1 - \sin\phi)}{2\cos\phi}$$

where either c or ϕ must be assumed. The assumption of ϕ is preferable.