

岩石及び岩盤の破壊ひずみについて

神戸大学工学部 准員 桜井 春輔

神戸大学工学部 学生員 ● 森 修一

1. まえがき ; 現在、構造物の設計は、主として許容応力設計法によっているため、土、岩石、岩盤等、地盤の各種試験は材料の応力強度を求めることが主目的となる。また、解析も一般には応力解析が主となるが、現場において岩盤内の応力を直接求めることは困難である。そこで応力のかわりに、測定の容易なひずみを破壊のパラメータとしてとることが考えられる。しかし、その場合はひずみを基本とした破壊規準が必要となる。ここでは、ひずみの破壊規準について考察する。まず、岩石コアの破壊ひずみについて考察し、次に原地地岩盤について考える。

2. 岩石コアの破壊ひずみ ; 標準的な岩石コアの1軸圧縮強度試験における応力-ひずみ関係を図-1に示す。この図において、 σ_c は1軸圧縮強度、 ϵ_f は破壊ひずみ、 E_i は初期接線弾性係数である。さて、この応力-ひずみ関係を数式化するためにKondner¹⁾により提唱された双曲線関係を用いることとする。すなわち、

$$\sigma = \epsilon / (b + a\epsilon) \quad \dots (1)$$

図-1に示す限界ひずみ ϵ_0 は次式で表わされる。

$$\epsilon_0 = \sigma_c / E_i \times 100 \quad (\%) \quad \dots (2)$$

この ϵ_0 と圧縮強度 σ_c との関係を種々の岩石(土を含む)に対して求めると図-2のようになる。この図-2では50%接線弾性係数 E_{50} しかデータの無いものは、 $E_{50} = E_i$ として ϵ_0 をプロットしてある。この図から限界ひずみはある特定の領域にあることがわかる。すなわち従来の応力にかわり、ひずみによる破壊規準の可能性を示している。さて、 $\sigma_c = R_f / a$ とおくと破壊ひずみ ϵ_f は次のようになる。

$$\epsilon_f = \int_0^{\sigma_{max}} d\epsilon = \epsilon_0 / (1 - R_f) \quad \dots (3)$$

この R_f は種々の岩石に対し図-3に示すようになる。

次に3軸状態を考えてみる。ある応力 σ におけるせん断弾性係数 G_t 、せん断破壊ひずみ γ_f は次式で与えられる。

$$G_t = \frac{\partial \sigma}{\partial \epsilon} = G_i (1 - R_f \sigma / \sigma_c)^2 \quad \dots (4)$$

$$\gamma_f = \int_0^{\tau_{max}} d\tau / G_t \quad \dots (5)$$

また、1軸破壊ひずみに対する3軸破壊ひずみの比を係数Mとする。すなわち、

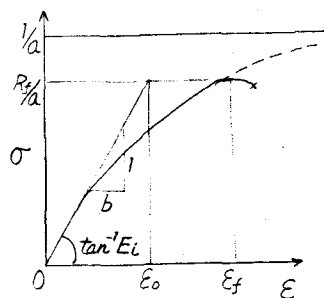


図-1 岩石/軸圧縮強度試験

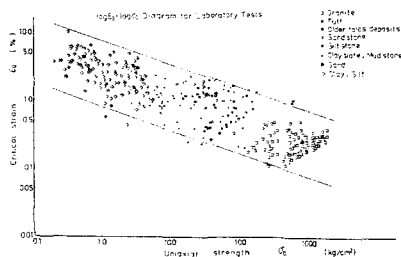


図-2 ϵ_0 と1軸強度の関係 (岩石コア)

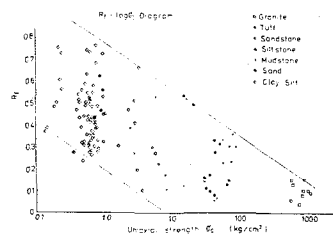


図-3 R_f と1軸強度の関係 (岩石コア)

$$M = \sigma_f(3\text{軸}) / \sigma_f(1\text{軸}) \quad (6)$$

破壊規準としてここでは Mohr-Coulomb と Hoek-Brown の 2 種類を考える。この場合せん断弾性係数，せん断破壊ひずみ，及び係数 M は表-1 のように求められる。

表-1 破壊ひずみ及び M の値

破壊規準	破壊軸差応力	せん断弾性係数	せん断破壊ひずみ	M
Mohr-Coulomb	$\frac{2\sigma_3 \sin\phi + 2C \cos\phi}{1 - \sin\phi}$	$G_c \left[1 - \frac{R_f(\sigma_1 - \sigma_3)(1 - \sin\phi)}{2\sigma_3 \sin\phi + 2C \cos\phi} \right]^2$	$\frac{C \sqrt{\frac{1 + \sin\phi}{1 - \sin\phi}} + \frac{\sin\phi}{1 - \sin\phi} \sigma_3}{G_c (1 - R_f)}$	$\kappa \left(1 + \frac{1}{C} \tan\phi \cdot \sigma_3 \right)$ $T: T \leq \kappa = (1 - R_f) / (1 - R_{f2})$
Hoek-Brown	$(\sqrt{m_1 \sigma_3 + n_1})_f$	$G_c \left[1 - \frac{R_f(\sigma_1 - \sigma_3)}{(\sqrt{m_1 \sigma_3 + n_1})_f} \right]^2$	$\frac{(\sqrt{m_1 \sigma_3 + n_1})_f}{2G_c (1 - R_f)}$	$\kappa \sqrt{\frac{m_1}{n_1} \sigma_3} + 1$ $T: T \leq \kappa = (1 - R_f) / (1 - R_{f2})$

図-4 に M と拘束圧の関係を示す。なおこの図ではせん断ひずみ比のかわりに測定容易な軸ひずみ比をとってある。Mohr-Coulomb に比べ Hoek-Brown の破壊規準の方が拘束圧の広い範囲において実験値と理論値がよく一致する。 κ の値は σ_3 が小さい場合 1 に近く、ある σ_3 以上では一定になる。この κ の値は 1.0~1.4 の範囲とみられる。

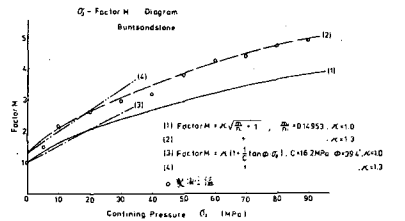


図-4 M と拘束圧の関係

3. 原位置岩盤の破壊ひずみ；岩盤の破壊ひずみに

ついて考えてみる。原位置試験としてここでは平板載荷試験と岩盤せん断試験の両者を用いる。まず平板載荷試験より弾性係数 E_R が求まり、せん断試験より C, ϕ が求められる。岩盤の 1 軸強度は Mohr-Coulomb の破壊規準より、次式で求められる。

$$\sigma_c = 2C \cos\phi / (1 - \sin\phi) \quad \dots (7)$$

したがって、限界ひずみ ϵ_0 は次式によって求められる。

$$\epsilon_0 = \sigma_c / E_R \times 100 \quad \dots (8)$$

原位置試験の結果から ϵ_0 を求め、1 軸強度 σ_c との関係で示すと図-5 を得る。一方せん断破壊ひずみは次式で求められる。

ここで ν はポアソン比である。

$$\delta_f = M(1 + \nu) \epsilon_0 / (1 - R_f) \quad \dots (9)$$

なお原位置岩盤に対する R_f の値は、平板載荷試験における荷重-沈下量曲線から 0.24~0.45 の範囲にあることがわかる。

4. むすび；岩石コア及び岩盤の限界ひずみ ϵ_0 はほぼ 0.1~5.0% の範囲にある。この両者が同じ範囲にある事は原位置岩盤の破壊ひずみを岩石コアによって推定し得る事を示している。破壊ひずみは、係数 R_f により、また 3 軸状態に対する破壊ひずみは、係数 M を乗ずることによって推定できる。

参考文献

- 1) Kondner, R. L., 1963. Hyperbolic Stress Strain Response; Cohesive Soils, J. Soil Mech. Found. Div. ASCE, vol 89, no SM1, 115~143
- 2) Hoek, E. and Brown, E. T., 1980. Empirical Strength Criterion for Rock Masses. J. Geotech. Eng., Div., ASCE. GT 9, 1013~1024

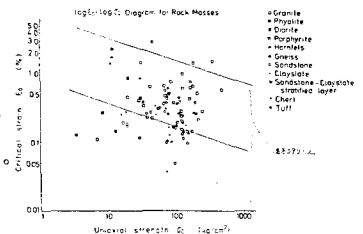


図-5 ϵ_0 と 1 軸強度の関係 (岩盤)