

岩盤分離面と岩石実質部分の力学的性質を考慮した岩盤の変形挙動解析

埼玉大学 ○関 根 一 郎

〃 吉 中 龍之進

〃 山 辺 正

1. はじめに

岩盤は不連続面で区切られた岩石ブロックの集合体とみることができる。このような岩盤の力学的性質は岩石自体の力学的性質と不連続面の力学的性質から表現できると考えられる。本文は不連続面のせん断及び垂直変形特性を詳細に調べ、その結果と岩石実質部分の変形を考慮して、有限要素法により不連続性岩盤モデルの二軸載荷試験を数値解析し、実験結果と対比した。なお、実験にあたっては本学学生、加藤彰、須藤繁久両君はじめ、埼玉大学工学部の岩盤工学研究室の多くの方々の多大なる協力を得た。ここに厚く感謝の意を表する。

2. 不連続面のせん断特性

不連続面のせん断試験は、変形量の測定方法によって実験結果が左右され易い⁽¹⁾。本研究では測定法による誤差を取り除くためにコンタクトゲージを導入し、不連続面での変形量を直接計測することにした。実験に用いた供試体は気乾状態の大谷石と安山岩で、不連続面は引張破壊面(TJ面)、ダイヤモンドソー及びチェーンソーによる切断面(CD面、CC面)を用意した。不連続面の大きさは 12.5×15 cmで、後に述べるモデル載荷実験の個々の不連続面の大きさに等しい。図1は実験装置の概要で、各荷重段階についてコンタクトゲージにより2点間の変形量を片面につき6ヶ所、裏表で12ヶ所測定し、不連続面を含んだ変形量から岩石実質部分の変形量を差引いて不連続面の変形量を求めた。図2はこのようにして求めたせん断応力 τ とせん断変位 δs の関係の一例である。 $\tau \sim \delta s$ 関係は著しく非線形形となっており、その表現法として指数関数とDuncan Changによる双曲線近似⁽²⁾について検討した。図3はせん断応力 τ と接線せん断剛性 K_s の関係の例で、 τ 軸の切片 $K_s=0$ はその面のせん断強度を与える。 $K_s = d\tau/d\delta s$ とすれば $\tau \sim \delta s$ の関係は指数関数形となる。図4は、双曲線による近似を示したもので、縦軸の切片 b は初期のせん断剛性 K_{si} の逆数を与える。解析にはDuncan Changの双曲線近似を採用した。このとき、接線せん断剛性 K_s は次式で与えられる。

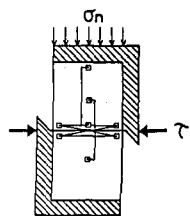


図1 コンタクトゲージを用いた不連続面のせん断試験

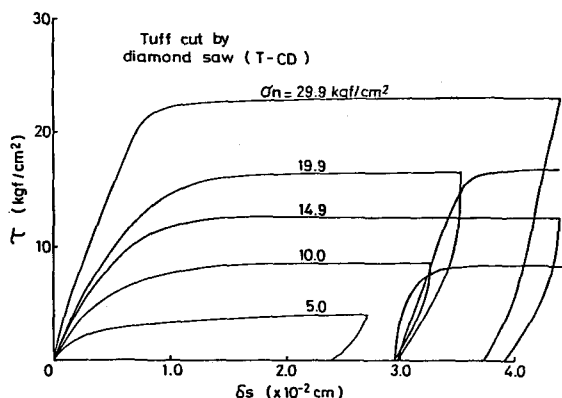


図2 ダイヤモンドソーにより人工的に設けた不連続面のせん断試験結果(大谷石, CD面)

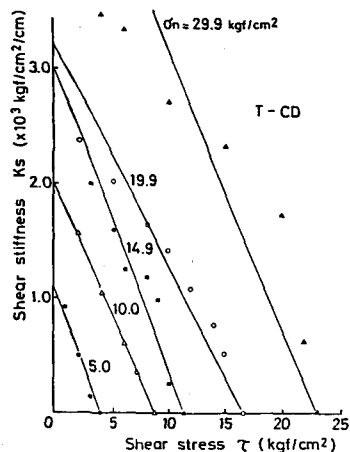


図3 $\tau \sim \delta s$ 曲線の非線形性の表現(指数関数式)

$$K_s = K_{si} \left(1 - \frac{\tau \cdot R_f}{\tau_f} \right)^2 \quad (1)$$

ここに、 R_f は双曲線の漸近値 τ_{ult} とせん断強度 τ_f から

$$R_f = \tau_f / \tau_{ult} \quad (2)$$

で与えられ、非線形性の程度を表わしている。図5は K_{si} の σ_n 依存性を示しており、両対数上でほぼ直線になり、大谷石より安山岩の方が K_{si} が大きく、同じ材料では引張破壊面(TJ面)の方が切断面(CC面、CD面)より K_{si} が大きい。これより K_{si} は次式で表現できるものとした

$$K_{si} = A P_a (\sigma_n / P_a)^B \quad P_a: \text{大気圧} \quad (3)$$

図6はせん断強度を示したものである。TJ面の方が顕著に大きく、CC面、CD面はクーロンの破壊基準で表現できる。

ダイレイタンスはTJ面で顕著であるが、CC面、CD面では相対的にかなり小さな垂直変形量しか示さなかった。

3. 不連続面の垂直変形特性

不連続面の垂直変形特性を調べるために、①不連続面のない直径10cm高さ20cmの供試体、②同寸法でダイヤモンドソーにより不連続面を設けたもの、③かみ合わない引張破壊面を設けた供試体、について一軸圧縮試験を実施した。測定にはコンタクトゲージを用いて、載荷板と供試体間の変形等が測定結果に与える影響を取り除いた。

図7は、垂直応力・垂直変形量の関係を示したもので、ダイヤモンドソーによる切断面の最大可能閉塞量 V_{mc} は0.09mm程度であることがわかる。垂直剛性 K_n は指数表示できることがすでに報告されており⁽³⁾

$$K_n = m \cdot \exp(\ell \Delta V / V_{mc}) \quad (4)$$

によって表わされる。 ΔV は不連続面の閉塞量で、垂直応力の関数として表わすと次式のように求まる。

$$\Delta V = - (V_{mc} / \ell) \log(m \cdot V_{mc} / \ell) + (V_{mc} / \ell) \log \sigma_n \quad (5)$$

図8は図7の結果から K_n と $\Delta V / V_{mc}$ を片対数表示したものである。

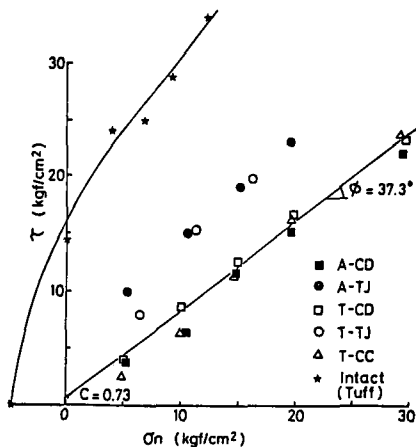


図6 せん断強度関係

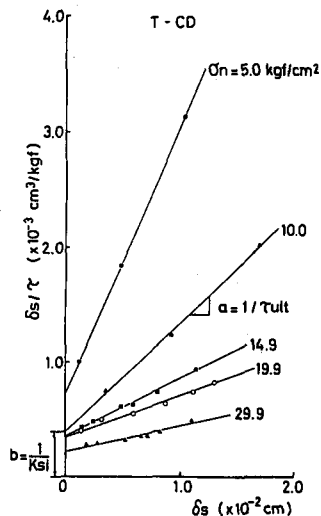


図4 双曲線による $\tau \sim \delta_s$ 曲線の近似

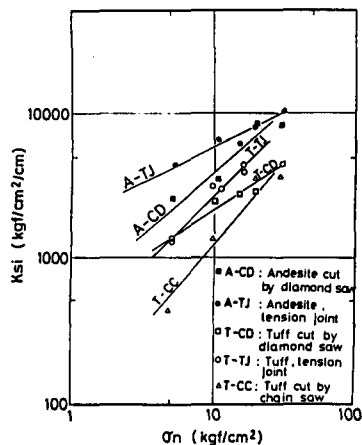


図5 初期せん断剛性 K_{si} の垂直応力 σ_n 依存性

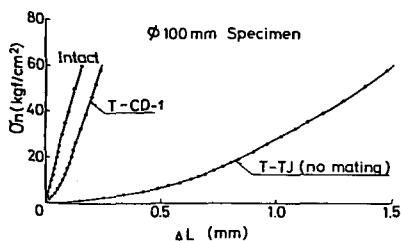


図7 不連続面の垂直変形特性

4. 解析手法

以上より、不連続面の垂直剛性 K_n 、せん断剛性 K_s が垂直応力 σ_n 、せん断力 τ の関数として表わされたので、次に不連続性岩盤を連続体とみなしたときの変形係数 E 、せん断弾性定数 G を岩石実質部分の変形係数 E_c 、ポアソン比 ν_c 、及び K_s 、 K_n 、から求める。求め方は前報(4)にくわしいが、図9のように直交する2系列の不連続面が間隔 L で存在し $K_{s1} \approx K_{s2}$ 、 $K_{n1} \approx K_{n2}$ ならば E 、 G は次式のようになる。

$$E = \left\{ \frac{1}{E_c} + \frac{\sin^2 \theta \cos^2 \theta}{L} \left(\frac{1}{K_{s1}} + \frac{1}{K_{s2}} \right) + \frac{\sin^4 \theta}{L} \frac{1}{K_{n1}} + \frac{\cos^4 \theta}{L} \frac{1}{K_{n2}} \right\}^{-1} \quad (6)$$

ここに θ は最大主応力の方向と不連続面のなす角である。

$$G = \left\{ \frac{2(1+\nu_c)}{E_c} + \frac{\sin^2 \theta \cdot \cos \theta (2 \cos \theta + \sin \theta)}{L} \cdot \frac{1}{K_{s1}} + \frac{\sin^3 \theta (2 \sin \theta - \cos \theta)}{L} \cdot \frac{1}{K_{n1}} + \frac{\cos^2 \theta \sin \theta (2 \sin \theta + \cos \theta)}{L} \cdot \frac{1}{K_{s2}} - \frac{\cos^3 \theta (2 \cos \theta - \sin \theta)}{L} \cdot \frac{1}{K_{n2}} \right\}^{-1} \quad (7)$$

これらの式は、 E_c 、 K_{s1} 、 K_{s2} 、 K_{n1} 、 K_{n2} による直列バネモデルとなっていることがわかる。解析はこれらの式を用いて増分法の有限要素プログラムによって行った。 $\tau > \tau_f$ では K_s に充分小さな値(10 kgf/cm²)を与えた。

5. 不連続性岩盤モデルの二軸載荷試験結果への適用

岩盤モデルは大型のダイヤモンドソーで切断した12.5×12.5×15 cmの気乾状態の大谷石のブロックを図10のように組立てたもので、全体の大きさは50×50×30 cmで互いに直交する2系列の不連続面をもっている。この岩盤モデルに中間主応力 σ_2 と不連続面の方向 θ をパラメーターとして、平面応力状態で二軸載荷を行った。図11にその応力・ひずみ関係の一例を示した。図12は接線変形係数を極座標表示した図で、30°付近で変形係数は最小となり、 σ_2 が大きい時により等方的な性質を示すことがわかる。

6. 解析結果

前述した不連続面の力学特性から、せん断変形特性をDuncan・Changの双曲線近似式で、垂直剛性を指数関数式でそれぞれ表現できるものとする、実験から解析に用いる諸定数は以下のよう

解析に用いる諸定数

岩石実質部分 ; $E_c = 38000 \text{ kgf/cm}^2$

式⑦, ⑧ $\nu_c = 0.25$

せん断剛性 K_s ; $A = 562$ $B = 0.582$ $R_f = 0.8$

式①, ③ $C = 0.76 \text{ kgf/cm}^2$ $\phi = 37.3^\circ$

垂直剛性 K_n ; $m = 410.0 \text{ kgf/cm}^2$ $\ell = 3.95$

式④ $V_{mc} = 0.09 \text{ mm}$

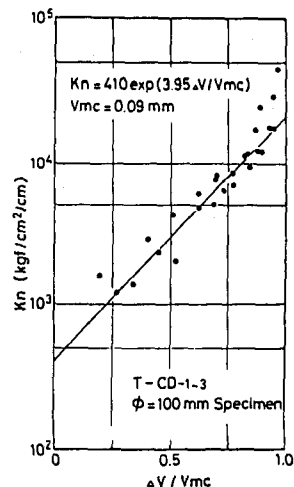


図8 接線垂直剛性と変位

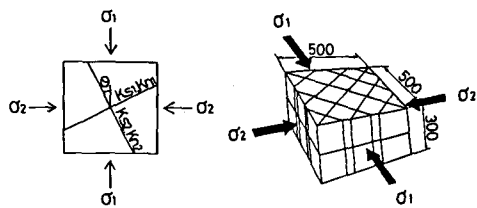


図9

図10

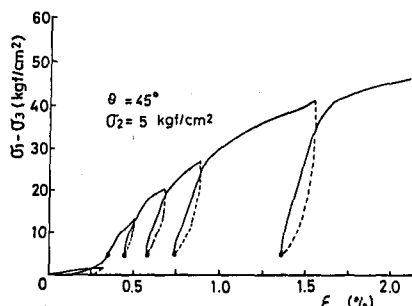


図11 不連続性岩盤の応力ひずみ関係

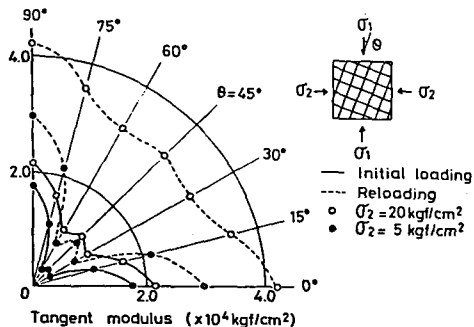


図12 不連続性岩盤の変形特性

に定められる。岩石実質部の破壊、変形係数の拘束圧依存性は考えずに E_c , ν_c 共に一定とした。

図13、図14に不連続面の方向 θ が $0^\circ, 45^\circ$ の時の Initial loading の実験結果を示した。これに対する計算結果が図15で、両者の変形性の傾向は一致しており、 $\theta = 45^\circ$ で中間主応力 σ_2 が小さいほど変形しやすく、中間主応力の効果が顕著である。また、 σ_2 が 2 kgf/cm^2 , 5 kgf/cm^2 のとき、それぞれ最大主応力 σ_1 が 22 kgf/cm^2 , 45 kgf/cm^2 で変形が著しく大きい。 $\theta = 0^\circ$ は、 σ_2 による差は見られない。図中、“Intact” は不連続面がない場合の応力・ひずみ関係で、Intact と、 $\theta = 0^\circ$ のひずみ量の差が不連続面の閉塞によるもの、 $\theta = 0^\circ$ と 45° の差が不連続面のせん断変形によるひずみ量と理解される。変形量は全体的に実験値の方が計算値より大きい。これは K_n 及びモデル岩盤のゆるみをさらに適格に評価することで、解決すると思われる。

図16、図17は $\sigma_1 = \sigma_2 = 20 \text{ kgf/cm}^2$ の状態から σ_1 を増大させたときの応力・ひずみ関係を示している。実験は $\theta = 30^\circ$ のとき変形量が最も大きいのにに対して、計算値は $\theta = 45^\circ$ のときに最も変形が大きくなっているが、全体としてほぼ一致しているといえよう。

7. まとめ

不連続性岩盤の変形が、岩石実質部分、不連続面のせん断垂直変形特性より決定され则认为、 K_s , K_n の非線形な力学特性を考慮した解析を行った。その結果、不連続性岩盤の変形特性の特徴をほぼ説明できる解析結果が得られた。垂直剛性の寸法効果を導入し、モデル岩盤のゆるみの適切な評価をすることにより、さらに正確な解析結果が得られると思われる。

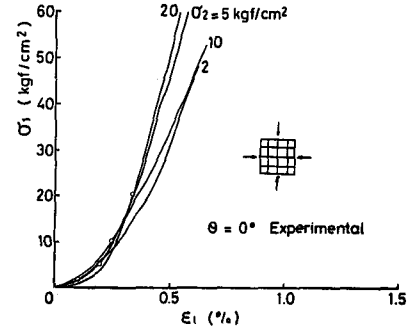


図13 不連続性岩盤モデル載荷試験結果 ($\theta = 0^\circ$)

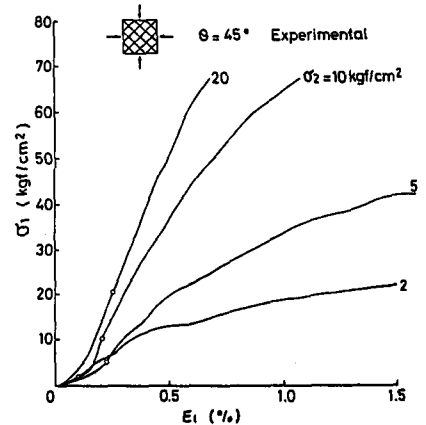


図14 不連続性岩盤モデル載荷試験結果 ($\theta = 45^\circ$)

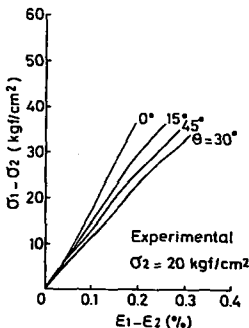


図16 実験結果

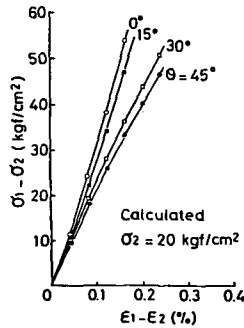


図17 解析結果

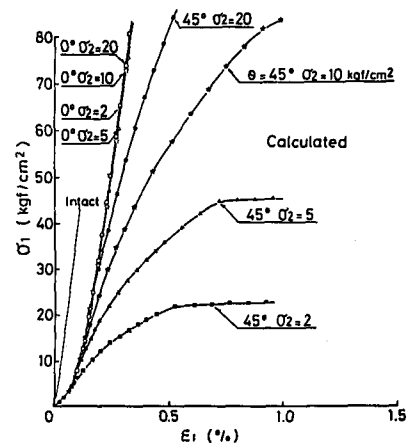


図15 解析結果 ($\theta = 0^\circ, 45^\circ$)

(参考文献)

- (1) R.S. Rosso "A Comparison of Joint stiffness Measurements in Direct shear test" Int. J. R.M. & M. S. (1976)
- (2) J.M. Duncan and C.Y. Chang "Nonlinear analysis of stress and strain in soils" ASCE, SM5 (1970)
- (3) 吉中・西牧 "軟岩の支持力に関するモデル実験と数値解析" 土木学会論文報告集 (1980)
- (4) 吉中・山辺・関根 "不連続性岩盤の強度変形特性に関する実験的研究(II)" 土木学会年講 (1981)

Evaluation of deformation behaviour of rock mass considering
mechanical properties of joint and intact rock

Ichiro Sekine

Ryunoshin Yoshinaka

Tadashi Yamabe

Saitama University

Abstract

Structural discontinuities such as joints, bedding planes and fractures are widespread in rock mass. It is well known that the deformability of jointed rock mass is greatly influenced by the properties of intact rocks and discontinuities which form rock mass. In this paper a method is presented for evaluation of jointed rock mass considering nonlinear joint properties. And it is compared with experimental results obtained from the loading test used jointed rock mass model.

The outline of this study is as follows:

- (1) Direct shear test and uniaxial compression test are performed for the investigation of mechanical properties about artificial joints. To allow the displacement measurements to be made directly on joints, the contact gage method are introduced.
- (2) Nonlinear joint properties are approximated by the hyperbolae function for representing shear stress-displacement relation.
- (3) Joint normal stiffness increases exponentially in proportion to the joint closing, and this relation is expressed by the exponential function.
- (4) A series of Bi-axial loading test using jointed rock models are performed with tuff.
- (5) Equivalent deformation moduli (E , G , ν) of jointed rock mass are evaluated by equating the summation of deformations in both rock and discontinuities, and the load-deformation behaviour obtained from the experiments and theoretical calculations are compared. It is clarified that the method used to evaluate the deformation behaviour of rock masses can approximately explain the experimental results.