

規則的な凹凸をもつ連続性節理面の強度の性質

埼玉大学理工学部

吉中 龍之進

横浜市交通局

萩野 幸男

白石 基雄 大々

新井 一芳

1. まえがき

岩盤の安定問題を考えるとき、岩盤を構成する岩石の強度の性質にもよるが節理面の発割りの重要で、斜面などの他の岩盤の破壊面を観察してもとりはなれぬ一連の連続性節理面が組合わさる。その主要部を構成するものが一般である。このような凹凸性をもつ節理面の強度はその形状、面の摩擦抵抗および岩石の力学的性質に大きく影響される。節理面の形状に関する一例を図-1に示す。幾何学的な形状を有する節理強度の研究は Patton⁽¹⁾、Lajtai⁽²⁾、Ladanyi⁽³⁾ 等によっておこなわれてきた。本文で節理面が規則正しい凹凸をもつ場合の力学的性質について、3軸圧縮試験によっておこなったモデル研究の結果をのべる。

2. 実験方法および実験材料

円柱供試体（直径50mm、高さ100mm）中に円柱軸から30°の角度に節理面を設け（以下これをβ面と呼ぶ）、この面上に種々の突起をつけた。図-2。供試体のβ面と上下に完全に分離する。供試体の作成方法は真鍮の丸棒（直径50mm）に所望の凹凸面を切削し、この型を直径50mmのモールド中に入れ実験材料を流し込んで供試体の片側を作る。こうして出来た供試体を型とくく逆の操作をおこなう、少し硬化してから両者を分離して養生する。節理面のモデルは表-1のとおりである。

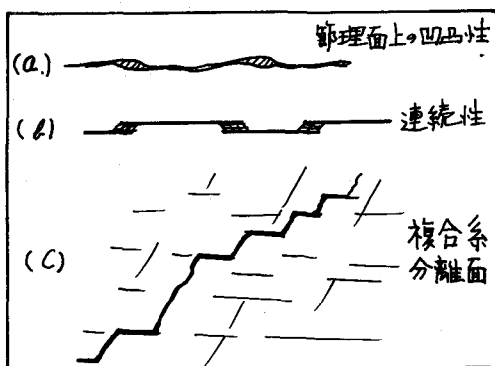


図-1 連続性節理面の形状

表-1 実験種目およびモデル節理の形状

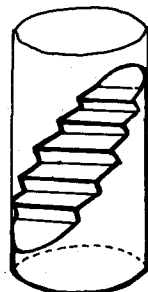
(実験A) 突起の角度 α^* の影響	(実験B) 突起の分割数 N と突起高さ h の影響 *図-7(a)参照	
	(B-1)	(B-2)
$\alpha_0: 0^\circ, 15^\circ, 30^\circ, 45^\circ, 60^\circ$	$\alpha_0: 60^\circ (-定)$	$\alpha_0: 60^\circ (-定)$
形状: 3角形	$N: 3, 5, 7, 9$	$N: 9 (-)$
$N: 5$	$h: 5mm (-定)$	$h: 1, 2, 3, 5mm$
$\alpha: 2.5mm (15^\circ), 4 \sim 5 (30^\circ \sim 60^\circ)$	$h: 1/0.85 (-)$	$h: 1/0.85 (-定)$
$\alpha^{**}: 1/0.43 (-定)$		

**
β面上の比率
(実節理面積)
(節理部面積)

図-2.

実験材料は硬質石膏およびモルタル（早強ホルトランドセメント、豊満標準砂）でその力学的性質は（実験A）について石膏[一軸圧縮強度 $\sigma_u 230 \text{ kg/cm}^2$, 弾性係数 $E 72000 \text{ kg/cm}^2$, $W/P 0.6$, 50°C 48時間恒温乾燥], モルタル [$\sigma_u 210 \text{ kg/cm}^2$, 圧裂による引張強度 $\sigma_t 27$, 変動係数(24h) $\nu = 8.8\%$], 実験Bについて石膏 [$\sigma_u 196 \text{ kg/cm}^2$, $\sigma_t 33 \text{ kg/cm}^2$, $W/P = 2/3$, 60°C 24時間乾燥] である。

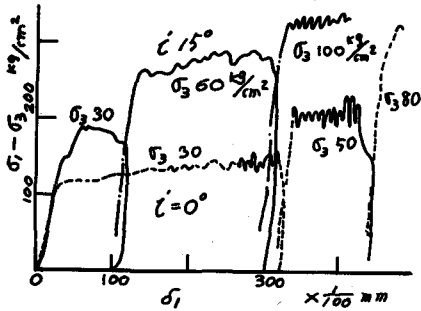
実験は図-2の供試体をゴムスリーブで覆い、通常の圧入方式の側圧を最大 100 kg/cm^2 まで加えた。軸荷速度は $10 \text{ kg/cm}^2/\text{秒}$ 程度である。



3.1. (実験A)の結果

供試体の破壊は大部分の α 及び β 面で節理上の γ 面に γ の凹凸部をせん断して生じた。 $i=0^\circ$ のものでは上記の破壊に凸部端から走る継ぎ目のひび割れを生じたものもある。破壊面を観察すると $i=0^\circ, 15^\circ$ の場合、節理上を走ったのみである。 $i=30^\circ$ 以上になると実質部をせん断するものが現われ 60° の場合は完全に実質部を切る。

図-3. 応力-変位曲線

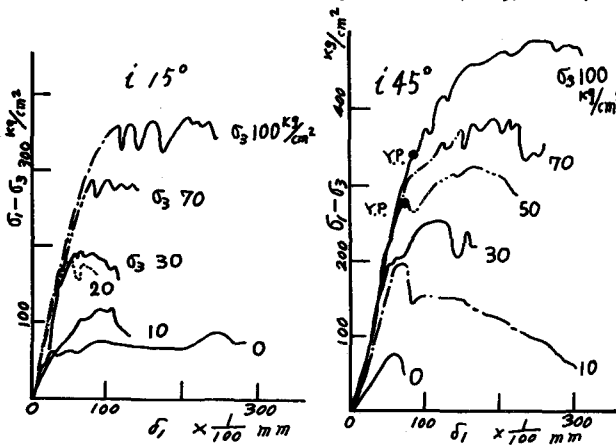


現われ 60° の場合は完全に実質部を切る。

このような破壊形式上の特徴は供試体の軸方向変位と応力の関係によく現われている。

節理面上を走る場合(図-3, 4)にみられるように弾性的変形が急なフラットになり変位を生じてもほとんど応力は一定幅にある。ただし面上を走る場合も i の大きにより挙動が多少ことなり高い応力では投打運動(stick-slip)をくり返し全体と一定値に納る。

図-4. 応力-変位曲線 図-5. 応力-変位曲線



β 面が実質部のせん断破壊を伴う場合は図-5にみられるような二つの部分からなる。すなわち明瞭な降伏点を生じた後、変位をともない応力を漸次上昇しピークに達する。Y.P. 点で β 面上に破断面が発生し以後はこの面におけるせん断に γ であることとを示す。

節理を含まない供試体の場合は明瞭な Y.P. 点はなく弾性変形からスムーズに降伏を始めピークに至る。 $i=60^\circ$ および 45° において 100 kg/cm^2 の場合は上記と同様の变形曲線を通る。

図-6. せん断特性

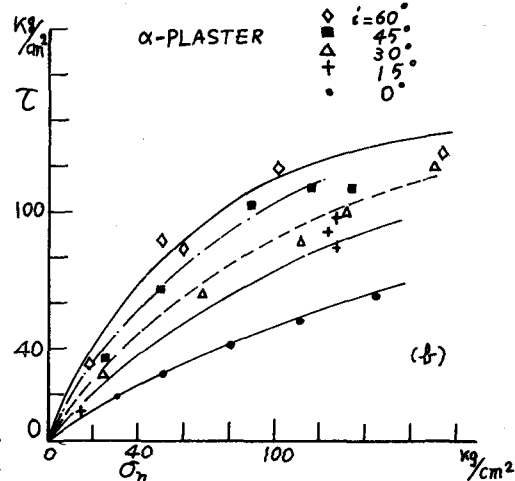
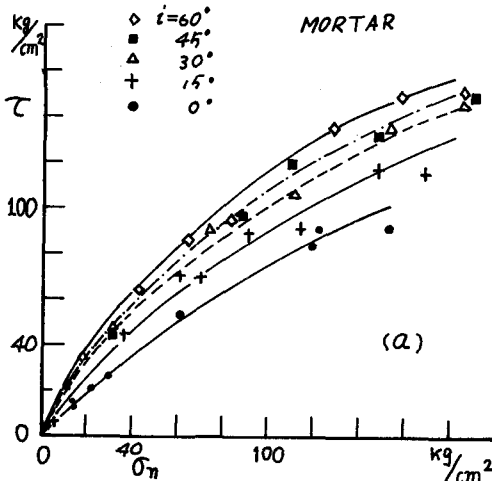


表-2. 実験結果

突出部傾斜角	モデル						α 石 膏					
	C	K	$\left\{\frac{d\epsilon}{d\sigma_m}\right\}$	$\bar{\epsilon}'$	$\bar{\epsilon}'$	$\tan^{-1}\left(\frac{\bar{\epsilon}'}{\sigma_m}\right)$	C	K	$\left\{\frac{d\epsilon}{d\sigma_m}\right\}$	$\bar{\epsilon}'$	$\bar{\epsilon}'$	$\tan^{-1}\left(\frac{\bar{\epsilon}'}{\sigma_m}\right)$
$\bar{\epsilon}_0 = 60^\circ$	0.69	5.10	$3.50m^{-0.31}$	70°	60°	68°	0.72	4.38	$3.20m^{-0.28}$	69°	59°	67°
$\bar{\epsilon}_0 = 45^\circ$	0.69	4.30	$3.00m^{-0.31}$	66°	56°	64°	0.75	3.20	$2.40m^{-0.25}$	60°	54°	61°
$\bar{\epsilon}_0 = 30^\circ$	0.66	4.80	$3.20m^{-0.24}$	68°	57°	66°	0.74	2.73	$2.00m^{-0.22}$	60°	49°	57°
$\bar{\epsilon}_0 = 15^\circ$	0.71	3.50	$2.50m^{-0.29}$	64°	53°	61°	0.80	1.80	$1.50m^{-0.20}$	54°	43°	49°
$\bar{\epsilon}_0 = 0^\circ$	0.82	1.73	$1.40m^{-0.18}$	50°	43°	49°	0.81	1.24	$1.00m^{-0.19}$	41°	33°	38°

破壊応力時におけるβ面上の平均値を σ_m とせん断応力 τ との関係を図-6に示す。各点はすべて曲線上にあり両対数図上で一本の直線を作る。この関係は(1)式で表示できよう。

$$\tau = K \sigma_m^C \quad \dots\dots\dots (1)$$

このように $\bar{\epsilon}_0$ を求めた各 $\bar{\epsilon}_0$ と(1)式における定数 K, C を表-2に示した。

3.2. 実験Aに関する考察

図-6は $\tau - \sigma_m$ における $\bar{\epsilon}_0$ の影響とみることでできる。 $\bar{\epsilon}_0$ が 30° 以上、あるいは σ_3 が大きい場合、破壊は節理面上の $\bar{\epsilon}_0$ に $\bar{\epsilon}_0$ は $\bar{\epsilon}_0$ の効果がみられる。 $\bar{\epsilon}_0$ による τ の影響を考えたとき、

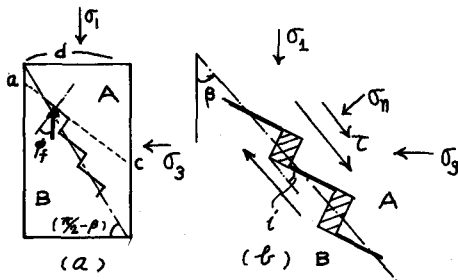


図-7. 節理モデル

図-7は図-2と同様のモデルで、作用する力関係を示す。図-7(a)のモデルは τ 軸応力下のせん断問題のモデルとしてRowe⁽⁴⁾氏が考察したのと同じである。ブロックAが $\bar{\epsilon}_0$ 上に置くと、 $\bar{\epsilon}_0$ 面のクーロンの内部摩擦角を ϕ_f とすると応力のバランスから

$$(\sigma_1/\sigma_3)_f = \cot \beta \cdot \tan(\phi_f + \beta + \bar{\epsilon}_0) \quad \dots\dots\dots (2)$$

また、各主応力方向の変位量を δ と、 $\delta_3 = \delta \cdot \tan(\beta + \bar{\epsilon}_0)$ である。供試体は(4)図のように $\bar{\epsilon}_0$ と内部に空隙を作り体積を変化させる。全体と $\bar{\epsilon}_0$ の体積は必ずしも

$$(1 - dV/d\epsilon_1) = \cot \beta \cdot \tan(\beta + \bar{\epsilon}_0) \quad \text{であるから(2)式は}$$

$$\tau = \frac{(1 - dV/d\epsilon_1) \tan \beta + \tan(\phi_f - \beta)}{1 - (1 - dV/d\epsilon_1) \tan \beta \cdot \tan(\phi_f - \beta)} \sigma_m \quad \dots\dots\dots (3)$$

以上の考察はβ面を主方向割れ目とする岩盤の強度 τ 、割れ目に基づく体積変化($dV < 0$ で膨張)との関係で説明する。 dV に至る原因が単一の $\bar{\epsilon}_0$ であれば(3)式はつぎのようである。

$$\tau = \tan(\phi_f + \bar{\epsilon}_0) \sigma_m \quad \dots\dots\dots (4)$$

(4)式は一面せん断試験でPatton⁽⁵⁾氏が導いた式と等しい。図-6の関係を $\bar{\epsilon}_0$ に基づく効果とすると、 $\bar{\epsilon}_0$ で説明しようとすると有効的に働いた $\bar{\epsilon}_0$ は(1)、(2)式から

$$\bar{\epsilon}_0 = \tan^{-1}(K \sigma_m^{C-1}) - \phi_f \quad \dots\dots\dots (5)$$

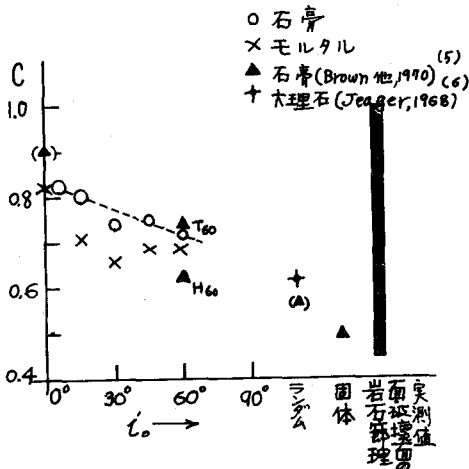


図-8. $\bar{\epsilon}_0$ と定数 C

$\alpha = 0^\circ$ における σ/σ_m が一定であればこれだけ ϕ が増えるが節理面の粗さ、 σ_m の大きさなどから多くの場合一定となる。本実験においても $\alpha = 0^\circ$ の σ はピーク値と残留強度とをもち、同様の現象は岩石節理 ($\alpha = 0^\circ$) の Maurer⁽¹⁾, Hobbs⁽²⁾, Jaeger⁽³⁾ らが求めたおり (1) 式で $C = 0.4 \sim 1.0$ と報告している。

種々の粗さをもつ $\alpha = 0^\circ$ で求めた C と、 $\alpha > 0^\circ$ の実験値が同様の傾向を有することは興味深い。実験結果の各点について、 $\ln(\frac{\sigma}{\sigma_m})$ 等を表-2に、また α と C の関係を図-8に示した。

4. 実験Bの結果および考察

2. にあつた β 面上の分割数 N と突起高さ α に関する実験結果を図-9, 10に示す。前者は実質部面積比 α が一定、後者は α が N を一定とした、図における σ は β 面上のせん断強度、 $N=0$ は節理のない試体と σ はそのせん断強度である。

まず $N=3$ の場合は、突起部の端からひび割れが生じたものがあつた。分割数が多くなると強度が低下する。 $\alpha = 20\%$ の例について平均値の実験式を求めると (6) 式で示される。

$$\sigma = \sigma_0(N+1)^{-\alpha} \dots\dots\dots (6)$$

α は 0.16 である。(6) の形式が脆性材料の強度問題に欠陥数密度の確率分布として取扱う Weibull 式と同じ形式である。このことはこの種の問題に確率的処理が可能であることを示す。林⁽¹⁰⁾ の断続性クラック問題に適用した Frankel・Kontrova の式と図-9 (点線) に適用すると変動係数 $V = 0.3$ の場合、よく一致する。

突起高さ α が増すとせん断強度は図-10 のように増加する。これに対する適切な解釈は検討中であるが複合節理帯からなる弱層の強度問題として興味ある現象である。

参考文献

- (1) F.D. Patton (1966), Proc. 1st. Intern. Cong. ISRM, I, P.509~513.
- (2) E.Z. Lajthai (1968), Int. J. Rock Mech. Min. Sci., vol. 6, P.499~515.
- (3) Ladanyi, B. and G. Archambault (1969), Proc. 11th Sympo. Rock Mech. Paris 1968, 125.
- (4) Rowe, P.W., L. Barden and I.K. Lee (1964), Geotechnique, vol. XIV, P.247~261.
- (5) E.T. Brown (1970), Proc. American Soc. Civ. Eng., SI 6, P.1935~1949.
- (6) Rosengren, K.J. and J.C. Jaeger (1968), Geotechnique, 18, P.317~326.
- (7) W.C. Maurer (1966), Proc. 1st. Intern. Cong. ISRM, I, P.337~341.
- (8) D.W. Hobbs (1965), Int. J. Rock Mech. Min. Sci., vol. 3, P.11~43.
- (9) J.C. Jaeger (1969), Proc. 11th Symp. Rock Mech. P.57~68, California.
- (10) 林正夫 (1963), 第2回岩盤力学に関するシンポジウム-4, P.6~14.
- (11) 吉中龍之進, 小野寺達 (1970) 第3回岩力学国内シンポジウム講演集 P.47~51.

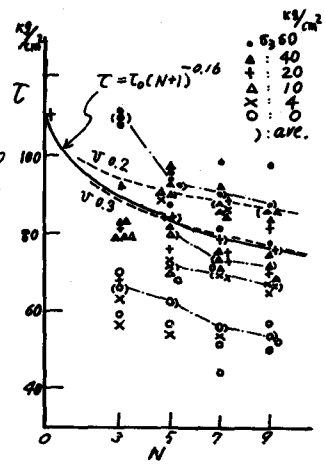


図-9. 分割数と強度

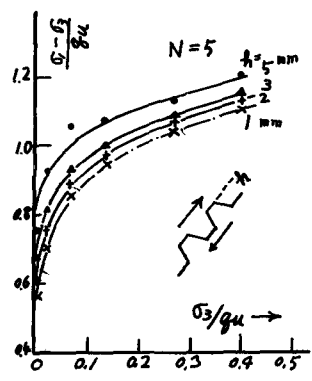


図-10. 突起高さ α と強度

STRENGTH OF CONTINUOUS JOINT WITH REGULAR TEETH

Ryunoshin YOSHINAKA

Yukio HAGINO

Kazuyoshi ARAI

The discontinuities such as joints, bedding planes and other geomechanical defects have one of the most important role for the stability of rock mass.

Closely relating to this problem, studies on strength characteristics of single joint plane with irregularities have been conducted by Patton, Lajet al, Ladanyi, and others, with direct shear method using rock like model, that is, plaster in Paris and mortar.

In this paper, the result of some experiment on strength of joint plane contained regular teeth under triaxial stress condition is described, and main objects are the effect of inclination angle α , size effect of teeth, on the shearing strength of teeth zone.

The specimen used is 50 mm in dia., and 10 cm in length, shown in Fig. 2, and materials are a high strength plaster in Paris, and high early strength Portland cement.

The geometrical models of joint irregularities are:

inclination angle α : $0^\circ, 15^\circ, 30^\circ, 45^\circ, 60^\circ$

height of teeth h : 1, 2, 3, 5 mm

number of tooth : 3, 5, 7, 9 and 0 (intact)

The summary of result is :

1. Stress-displacement behaviour of jointed sample is characterized by failure mechanism on teeth zone controlled by confining stress, shown in Fig. 4, 5 and 6.
2. Shearing strength τ is influenced of initial angle α if failure happened not on slide of teeth, but in teeth material, Fig. 6.

It can be represented by the power law in eq. 1, Table 2, and the exponent c in eq. 1 has the relation with α shown in Fig. 8.

3. The effect of division and height of teeth on shearing strength is shown, in Fig. 9 and 10.

It may be possible to explain those phenomena using statistical theory by Weibull and other.

4. The shearing strength of jointed mass is conveniently explained by Rowe's concept as shown Fig. 7, but it is necessary to modify the inclination α by the effect of normal or confining stress, like as eq. 5.

In case of $\alpha \leq \frac{\pi}{2} - (\beta + \phi)$, failure occurred only by slip on joint plane, this is in agreement with experimental result shown in Table 2, and theoretical consideration, in eq. 2.