

ジョイントを含む岩への多段三軸試験の適用

Application of multistage triaxial test on jointed specimen

にし がき よし ひこ*

き 戸

わたる 渉**

1. はじめに

従来、室内岩石試験はボーリングで採取したコアを用いて実施されてきたが、それらの結果は岩盤を構成する岩石の力学特性であり、岩盤のそれとは考えられていない。その理由は岩盤には節理・き裂等のジョイントを含み、ジョイントで区切られた岩石のブロックとは力学特性が異なるためである。したがって、岩盤の力学特性を把握するために多額の費用を要する原位置岩盤試験を実施せざるを得ないのが現状である。

それに対して、最近室内岩石試験として剛性試験を実施し、残留強度を求める試験を行い、岩盤強度の一指標とする研究¹⁾が実施されているが、この試験にしても、岩石材料としてジョイントを除いた供試体での試験が多い。しかし、実際の岩盤の挙動を知るためににはジョイントを含んだ部分での試験が必要であることはいうまでもないが、同一状態の供試体を何本も準備することは不可能であるので、Bandisら²⁾はジョイントの複写モデルを用いた試験を試みている。

一方、Kováriら³⁾は1本の試料で数種の側圧のもとで強度を求める方法として多段階三軸試験 (Multistage Triaxial Test, 以下 MST 法と略す) を提案し、乾燥した硬岩に適用した。また、赤井ら⁴⁾はこの試験を飽和軟岩に適用し、その有効性を実証した。これに対し、筆者らは採取されたコアのうち、同一条件の試料を多数準備することが最も困難なジョイントを含む岩に対して MST 法の適用を試みてきたので、それらの結果について報告する。

2. 試験方法

試験に用いる供試体はボーリングで採取したコアのうち、従来は試験用供試体として除外されてきたジョイントを含んだ部分から、直径 5 cm、高さ 10 cm の供試体を作製する。ジョイントが開口していたり、欠けているとゴムスリーブを破損するので、強度の低い石こうで欠損部分をキャッピングする。試験は供試体を図-1 のようにセットし、ジョイント間を飽和させるため、バックプレッシャーを 3 kgf/cm² 作用させる。その後供試体を等方圧で圧密後、ひずみ

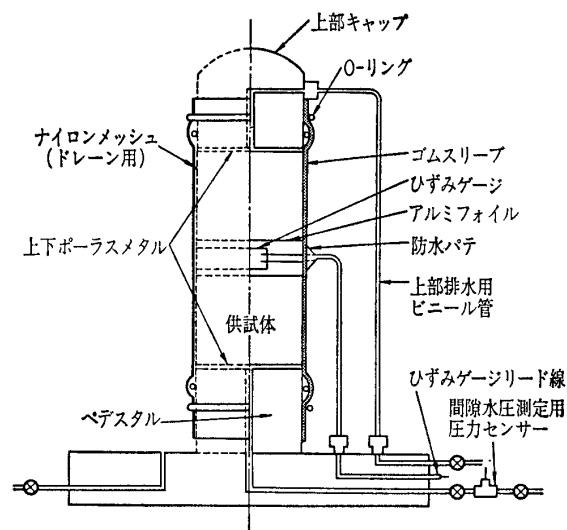


図-1 多段階三軸試験供試体設置状況

速度 0.05%/min で非排水せん断を行う。ピーク強度の直前で荷重を除荷して等方圧に戻し、次の側圧に設定し、同様の操作を繰り返して順次側圧を増加させる（側圧増加過程と呼ぶ）。最大側圧での試験終了後、側圧を減少させて同様の操作を繰り返す（側圧減少過程と呼ぶ）。

MST 法においては破壊の直前をどのように判断するかが重要な点であり、従来は破壊直前で横ひずみが急増することから、横ひずみの挙動で判断されてきた。今回の試験においても横ひずみで判断することを基本としたが、それ以外に縦ひずみおよびせん断時の間隙水圧についても破壊の判断材料とした。横ひずみの測定方法は図-1 に示したように、供試体中のジョイントを包囲するように試料のまわりにアルミフォイルを巻き、その表面にストレインゲージを添付し、ジョイントでのすべり時の動きを測定するようにした。測定結果については6.で述べるが、ジョイントを有する岩ではかならずしも横ひずみが破壊直前に急増するとはかぎらず、縦ひずみが横ひずみよりも早く急増する場合もある。また、間隙水圧は破壊の前兆現象となることが多いが、間隙水圧のピークが破壊と同時にこともあるので、試験時にはこれらから総合的に判断せざるをえない。

3. ジョイントを含む岩の試験結果

用いた供試体の岩種は風化花崗岩・砂岩および粘板岩で、これらのジョイント区分・開口幅・介在物・平滑さおよび

*基礎地盤コンサルタント㈱ 関西技術センター所長

**基礎地盤コンサルタント㈱ 札幌支社

No. 1388

表-1 代表的供試体のジョイントの状態と物性値

岩種	供試体番号	ジョイント区分	開口幅	介在物	平滑さ	傾斜角 α (°)	密度 ρ_t (g/cm ³)	v_p (km/s)	v_s (km/s)	備考
風化花崗岩	Gr-1	I	—	無	粗で凹凸	70	2.48	0.85	0.39	粗粒石英($\phi \approx 3$ mm)で表面が凹凸
砂岩	S _s -1	III	1~2 mm	厚さ1 mmの石英脈	粗で平面	68	2.45	2.95	1.83	
	S _s -2	IV	2 mm程度	厚さ0.5 mmの酸化鉄の薄層	平滑で凹凸	52	2.49	2.66	1.89	泥質砂岩
	S _s -3	III	2 mm程度	泥質分有	粗で凹凸	55	2.55	2.57	1.85	泥質砂岩
粘板岩	S _i -1	II	1 mm以下	無	粗で凹凸	50	2.62	3.00	1.51	ヘーグラック多い
	S _i -2	II	1 mm以下	無	粗で凹凸多い	60	2.66	3.42	2.07	
	S _i -3	I	—	無	粗で凹凸激しい	60	2.77	2.91	1.44	
	S _i -4	IV	最大5 mm	無	橢円体状の平滑面	60	2.68	2.53	1.19	砂質

表-2 ジョイント区分

ジョイント区分	特徴
I	ジョイントは完全に密着
II	ジョイント表面は開口しているが密着
III	ジョイントは分離、表面は粗
IV	ジョイントは分離、表面は滑

傾斜角を表-1に示した。試験前の供試体のジョイントは観察により表-2に示した4種類に区分した。ジョイントの詳細について2, 3つけ加えておくと、S_s-1は石英脈の表面が赤褐色で粗い面であるのに対し(口絵写真-15参照)、S_s-2は酸化鉄の薄層を挟在し、その面は比較的平滑で凹凸は少ない。S_i-3は60°の片理方向に密着したジョイントがみられるが、S_i-4は片理方向のジョイントで分離しており、ジョイント面は平滑であるが、傾斜方向の断面でだ円形をした凸面と凹面の組合せである(口絵写真-18参照)。

供試体の物性値は表-1に併記したが、砂岩と粘板岩の岩質はち密で堅硬である。S_s-2とS_s-3の弾性波速度 v_p は介在物の影響のため遅い速度を示し、 v_p と v_s からポアソン比を求めるとき負となる。それに対し、風化花崗岩は v_p 、 v_s ともほかより遅いことからも分かるように、全体にかなり風化が進み、粗粒の石英粒子(直径約3 mm)と長石の風化物から構成されているが、傾斜角70°のジョイントを含んでいる。

試験結果を応力経路でみると図-2の3種類に分類できる。すなわち、

- (1) 側圧増加過程でピーク強度が、側圧減少過程で残留強度が求まるもの(Gr-1, S_i-1, 2)。
- (2) 最初の側圧でピーク強度が求まるが、その後はすべて残留強度となるもの(S_s-1)。
- (3) 全過程で残留強度が求まるもの(S_s-2, 3, S_i-4)。

これらの応力～ひずみ曲線およびモール円の例を図-3, 4に示した。S_s-1のジョイントは分離しているが、初期側圧でのみピーク強度を示した。同様の例をGoodman⁵⁾も報告しているので、この種の供試体の制御が非常に

に難しいといえる。各側圧ごとの軸ひずみを相対軸ひずみ ϵ_a とし ϵ_a に対する応力および間隙水圧との関係を図-5に示した。同一供試体での破壊ひずみはピーク強度の方が残留強度の方より小さい傾向がある。また、間隙水圧はGr-1以外はバックプレッシャーをかけているにもかかわらず、非常に小さい値しか出ておらず、間隙水圧のピークの出かたが供試体によって異なる。これらの挙動はジョイントの状態の影響と考えられるので、以下にそれらの考察を行ってみる。

4. 強度特性とジョイントの状態

各供試体の強度定数を表-3に示した。これらの結果およびその他のMST法の結果の粘着力と摩擦角の関係を図-6に示した。この図から明らかなように、ピーク時の粘着力 c' に対し、残留強度時の粘着力 c_r' はかなり減少している。一方、摩擦角は減少するものと増加するものがある。

砂岩は岩質および物性値もほぼ近いが、ジョイントの状態は前述のようにかなり異なっており、その結果、S_s-1とS_s-2とでは破壊時のモール円の傾向は図-4のように著しく異なる。すなわち、S_s-1は ϕ_r' が大きいが、S_s-2

表-3 MST法試験結果

供試体番号	ジョイント区分	側圧 σ_s (kgf/cm ²)	ピーク強度		残留強度	
			c' (kgf/cm ²)	ϕ' (°)	c_r' (kgf/cm ²)	ϕ_r' (°)
Gr-1	I	2.5~20	18.1	51.6	6.7	42.7
S _s -1	III	2.5~20	—	—	2.0	49.7
S _s -2	IV	2.5~20	—	—	2.6	4.1
S _s -3	III	2.5~20	—	—	1.2	56.4
S _i -1	II	2.5~15	11.0	47.7	0	48.0
S _i -2	II	10~30	18.2	38.6	8.2	41.0
S _i -3	I	5~30	—	—	89.5	25.9
S _i -4	IV	5~30	—	—	4.2	40.9

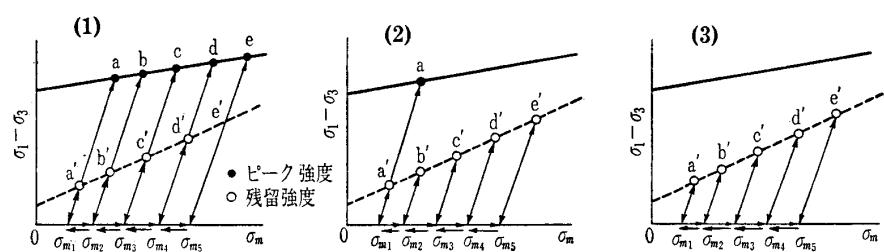


図-2 多段階三軸試験応力経路図

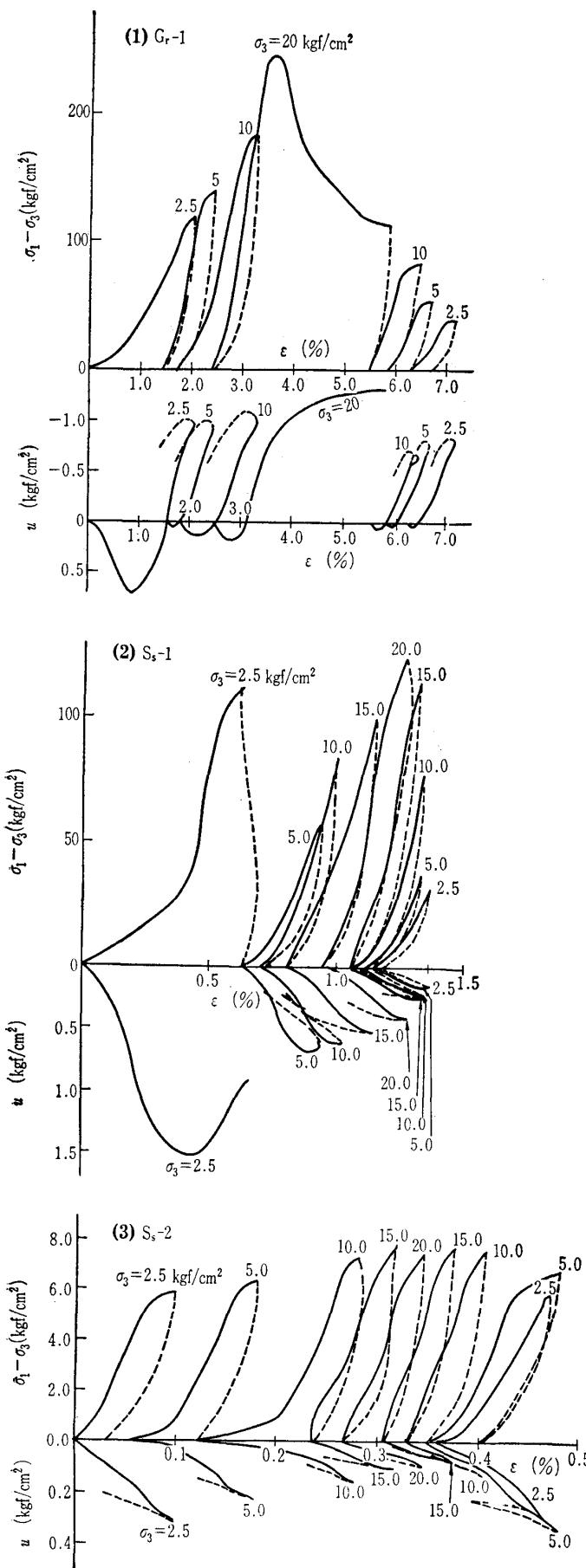


図-3 応力～ひずみ曲線例

は $\phi' = 4.1^\circ$ と非常に小さい。後者はジョイント面が平滑であるため、摩擦係数が小さいことを意味している。一方、 $S_s-1, 3$ はジョイント面が粗であるため摩擦係数が大きい

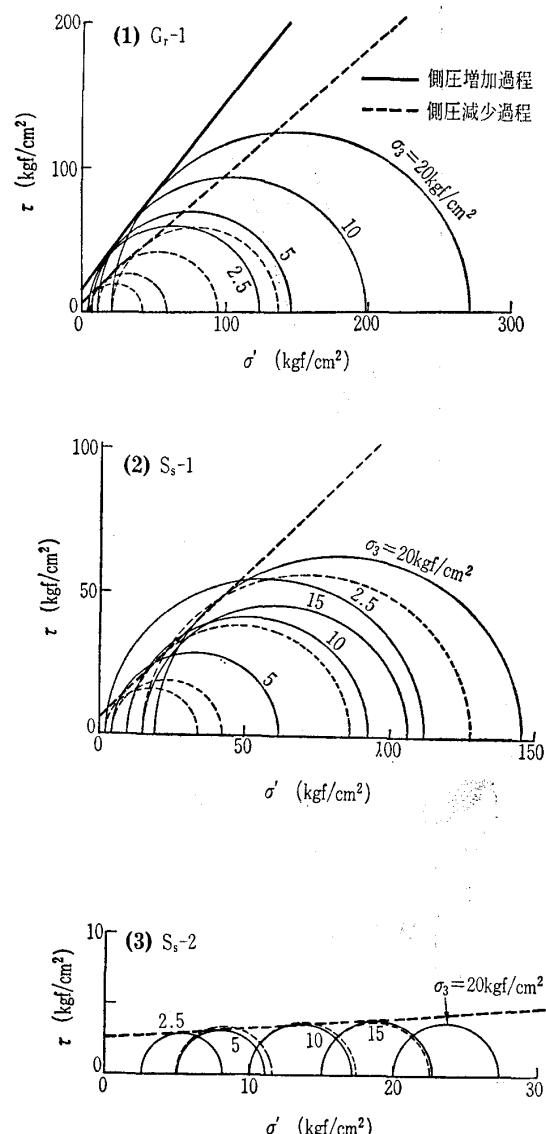


図-4 モール円の例

といえる。これらのことからジョイントを含む岩石の残留強度定数はジョイントの状態によって決まるといえる。

5. 間隙水圧および変形とジョイントの状態

図-5の間隙水圧をみると、 S_s-1 のピーク強度が得られた $\sigma_3 = 2.5 \text{ kgf/cm}^2$ では $u_{\max} = 1.5 \text{ kgf/cm}^2$ が測定されているが、それ以外の砂岩・粘板岩では非常に小さい間隙水圧しか発生していない。 $Gr-1$ は不飽和で試験を行っているので、間隙水圧は小さいが、そのピークは $\epsilon_a/\epsilon_f = 40\%$ 程度でみられ、ほかの供試体と傾向が異なる。この供試体は風化が激しく、まさ土に近いため、ジョイントのみの挙動だけでなく、供試体が粒状体としての挙動をするため、測定された間隙水圧は両者の影響を含んでいる。しかし、最終の破壊は試験前に観察されたジョイントでずれていた。これに対し、 S_s-4 の間隙水圧のピークは $\epsilon_a/\epsilon_f = 80\%$ 程度でみられる。このジョイント面は平滑ではあるが緩やかに円体状の凹凸があるため、そのずれにより体積膨張によ

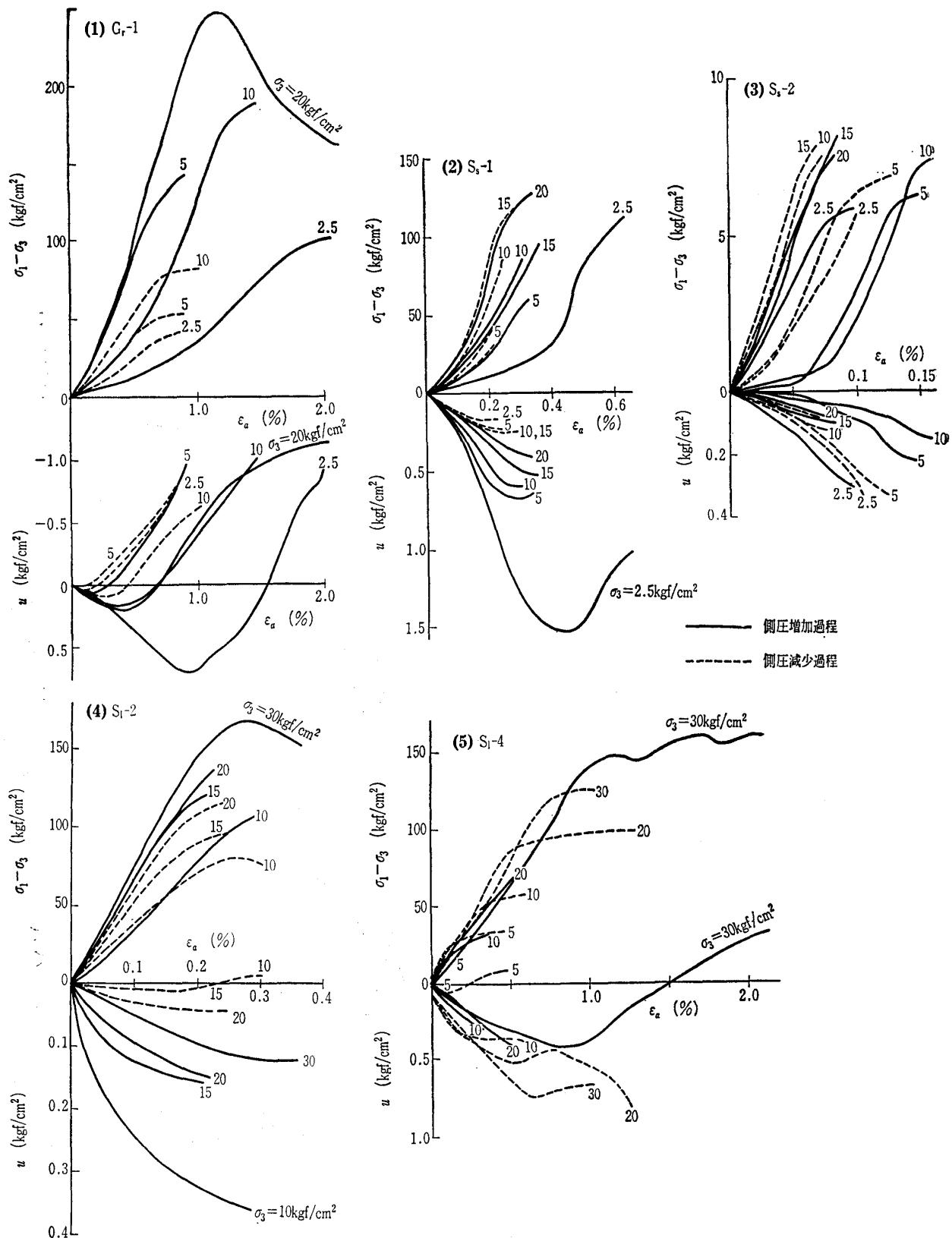
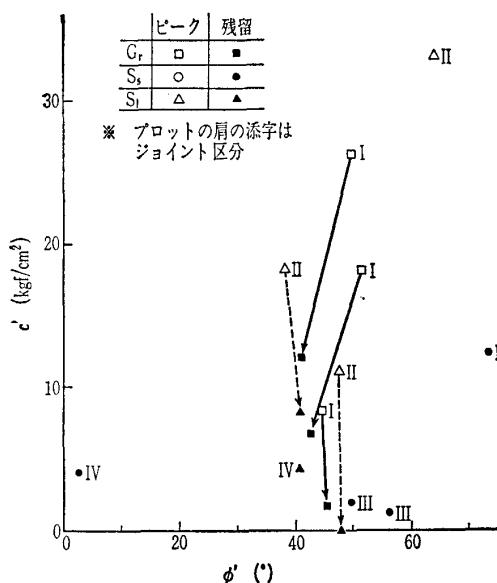


図-5 応力および間隙水圧と相対軸ひずみの関係

る負の間隙水圧が発生したといえる。一方、 S_s-2 は破壊直前に間隙水圧のピークがみられ、これはジョイント面が比較的平滑であったためといえる。ジョイントを含んだ岩がせん断力を受けると、ジョイント部が圧縮され、正の間隙水圧が発生するが、ジョイント面ですべり出そうとする

時には間隙水圧はピークとなり、ジョイントに凹凸がなければその点で破壊となるが、ジョイントに凹凸があれば、その後の変形により凸部への乗上げによる体積膨張で負の間隙水圧が発生し、ジョイント部の破壊は間隙水圧のピークより遅れて表れる解釈できる。このことから、間隙水

図-6 多段三軸試験結果の c' と ϕ'

圧の挙動はジョイントの状態を説明しうるパラメーターといえる。

破壊時の相対軸ひずみを供試体ごとにみると図-7のようになる。図から明らかなように、同じ側圧における増加過程と減少過程の破壊ひずみを比べると $S_l-2, 4$ を除き減少過程の方が多少小さい破壊ひずみの傾向にある。 S_l-4 の傾向は側圧増加過程の破壊の判定が早すぎたといえる。これは側圧増加過程では判定が遅れると破壊してしまうため、判定が早めとなりがちであるが、側圧減少過程では十分なひずみを与えて破壊を確認できることもある。後者の破壊ひずみが大きくなつたといえる。 S_l-2 も多少この傾向にあるといえる。図-5(5) S_l-4 の $\sigma_3=30 \text{ kgf/cm}^2$ の実線では一度ピーカーがみられ、更に軸ひずみを増加させても再びピーカーがみられる。これはジョイント面で一度はすべるが、凸部に乗り上げて行くための挙動であり、このまま変形させても残留強度は求まりにくい。しかし、 $\sigma_3=30 \text{ kgf/cm}^2$ の等方圧状態に戻し、再び載荷すると容易に残留状態となっている。これは等方圧に戻すことにより変形が戻り、その後の載荷で一度せん断された状態での繰り返せん断となるためといえる。図-7をみるとジョイント面が比較的平滑な S_s-2 の破壊ひずみは非常に小さく、同じように平滑であっても凹凸のある S_l-4 は破壊ひずみが大きいことが特徴的であり、破壊ひずみもジョイントの状態の影響がみられる。

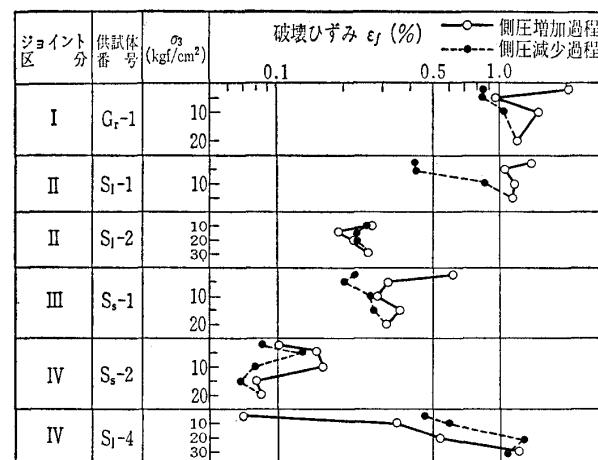


図-7 各供試体の破壊ひずみ

6. ジョイントを含む岩の MST 法の制御

今回の実験では基本的にジョイントを包囲する平均横ひずみで破壊の判定を行ったが、その妥当性について検討してみる。試験時の測定データーは X-Y レコーダーに応力を X 軸に、縦ひずみ・横ひずみ・間隙水圧を $Y_1 Y_2 Y_3$ 軸に描かせている。したがって、試験時には応力に対する各々の変化をみているので、応力に対する縦ひずみ・横ひずみの変化率を縦軸に、縦ひずみを横軸にとって測定結果を整理した例を図-8 に示した。試験は縦ひずみ速度を一定で実施しているので、図-8 の横軸は時間軸でもある。 G_r-1 の結果は破壊前の縦ひずみ・横ひずみの変化率とも増加傾向にあり、横ひずみの方が多少早めに変化率が増大している。 S_l-4 の $\sigma_3=30 \text{ kgf/cm}^2$ もほぼ同様の傾向がある。 S_s-2 は縦ひずみ・横ひずみの変化率がほぼ同時に増大している。それに対し、 S_s-1 は横ひずみの変化率は顕著にみられないのに、縦ひずみの変化率は増加しており、 S_s-1 に関しては縦ひずみで破壊を判断したことになる。この傾向がみられたのはこの供試体のみである。 S_s-1 の $\sigma_3=2.5 \text{ kgf/cm}^2$ の結果は縦ひずみ変化率はほかの供試体に比

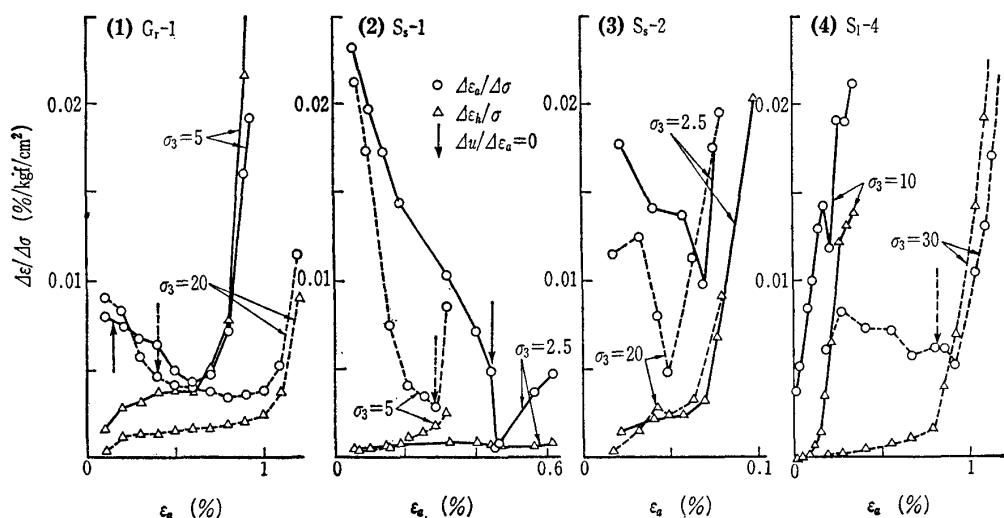


図-8 縦ひずみとひずみ変化率の関係

No. 1388

べるとそれほど大きくはなく、破壊の判断が遅すぎたとはいえないが、結果としてはこの側圧のみでピーク強度が求まり、以後は残留強度しか求まらなかった。したがって、 S_s-1 のようにジョイント面が粗であっても全体的には平面のジョイントでの破壊はわずかのひずみ増加で生じ、破壊直前で載荷を止めることは難しい。

図-8には間隙水圧ピーク時を矢印で示したが、 S_s-2 を除いて破壊前にみられ、間隙水圧は破壊の前兆現象として重要である。しかし、 S_s-2 のようにジョイント面が比較的平滑な場合は間隙水圧のピークと破壊がほぼ同時に、かつ破壊ひずみが小さいので、試験には十分注意する必要がある。

S_s-4 の $\sigma_3=30 \text{ kgf/cm}^2$ の応力～ひずみ曲線は図-5(5)に示したように、一度ピークがみられた後、再びピークがみられる。今回の試験では $\sigma_3=30 \text{ kgf/cm}^2$ が最大側圧であったので、残留強度を求める目的で軸ひずみを増加させたが、仮に、この側圧で破壊を判断するとすれば、図-8(4)に示したように、最初のピーク強度時に縦ひずみ・横ひずみとも急激に増加しており、当然この点を破壊とみなし、次の段階へと進めたことになる。 $\sigma_3 < 30 \text{ kgf/cm}^2$ の側圧では最初のピークを破壊と判断したことになる。したがって凹凸の激しいジョイントについては最初のピークを破壊とみなした結果を得ることになる。

以上のことから、間隙水圧は破壊の前兆現象として現れるものが多いので間隙水圧の測定は非常に重要であり、横ひずみは縦ひずみに比べると割合に破壊の判断が可能であるが、 S_s-1 のように逆のケースもみられる。密着したジョイントを含む S_s-3 については本文中ではふれなかつたが、最終の破壊は密着したジョイントの一部および縦方向で生じており、破壊面は非常に複雑で(図-17参照)あり、挙動も上述の傾向とはかなり異なる。すなわち、間隙水圧はかなり発生し、側圧増加過程の2段階まではピーク強度が、その後は残留強度が測定されたが、ピーク強度の時は間隙水圧は負とならず、横ひずみの変化は破壊点で急激に生じた。このような岩の試験については更に試験を行い、データーを蓄積しなければ明確な制御法は不明である。

7. まとめ

ジョイントを含む岩に対してMST法を適用した例について述べたが、それらの結果から次のことがいえる。

- (1) 同一岩質であってもジョイントの状態により強度定数は大きく異なり、平滑で凹凸のないジョイント面では ϕ'_r が小さく、粗や凹凸のあるジョイント面では ϕ'_r が大きい。
- (2) ジョイントが分離していても、粗なジョイント面では初期側圧でピーク強度が得られ、その後の側圧では残留強度しか求まらないものがある。
- (3) 岩質がち密な供試体では間隙水圧のピークの出かたが異なり、ジョイント面が比較的平滑であれば間隙水圧のピークと破壊点はほぼ等しいが、ジョイント面が凹凸であるほど破壊は間隙水圧のピークより遅れるので、MST法では間隙水圧の測定は重要である。
- (4) ジョイント面が平滑であれば破壊ひずみは小さく、凹凸が大きいほど大きい破壊ひずみを示す。
- (5) ジョイントが密着した供試体については G_r-1 と S_s-3 について試験を行ったが、前者は風化の激しい花崗岩であるが試験時の制御は非常に良好であった。後者のち密な岩では制御が非常に難しく、今後の課題である。

以上のようにかなり風化した花崗岩から、ち密な粘板岩までの多種のジョイントを含む岩に対してMST法を適用したが、現時点では試験の制御に多少問題のあるものもあるが、試験結果からジョイントを含む岩の挙動についての多くの知見が得られたことから、非常に有用な試験法であるといえる。今後更に多くの試験を実施することにより、問題点の解決は可能と思われる。

最後に、実験の実施およびデーター整理に御協力いただいた基礎地盤やコンサルタント(前原幸嗣氏、栗津和也氏、松村真一郎氏)に感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 足立紀尚・森田栄治:不連続面を有する軟岩の力学挙動と破壊規準、土木学会論文報告集、No. 320, pp. 99-111, 1982.
- 2) Bandis, S., A.C. Lumsden, & N.R. Barton: Experimental Studies of Scale Effects on the Shear Behaviour of Rock Joints, Int. Jour. of Rock Mechanics and Mining Science, Vol. 18-1, pp. 1-21, 1981.
- 3) Kováří, K., & A. Tisa: Multiple Failure State and Strain Controlled Triaxial Tests, Rock Mechanics, Vol. 7-1, pp. 17-33, 1975.
- 4) 赤井浩一・大西有三・李 徳河:多段階三軸試験とその飽和軟岩への適用について、土木学会論文報告集、No. 311, pp. 93-102, 1981.
- 5) Goodman, R.E.: Introduction to Rock Mechanics, John Wiley & Sons, pp. 155-156, 1980.

(原稿受理 1983.4.11)