

き裂性岩盤の力学特性の評価に関する研究

岩盤多機能試験装置を用いた岩盤ブロックのせん断試験

鈴木 健一郎 丸山 誠

Evaluation of Mechanical Properties of Jointed Rock Masses

Shearing Tests on Jointed Rock Blocks using Multipurpose Testing Machine for Rock Mass

Kenichirou Suzuki Makoto Maruyama

Abstract

In order to rationally design a structure in or on a jointed rock mass, one problem to be overcome is how to accurately evaluate the mechanical properties of the rock mass. This rock engineering problem is how to consider the interaction among joints and intact rocks, which depends on the scale. Over the past few decades, several numerical methods have been proposed for considering this interaction. A true triaxial stress loading system, called Multipurpose Testing Machine for Rock masses, has been developed for investigating the interaction mechanism. In this first step study, we aimed at evaluating the mechanical properties of a jointed rock block, and then 50cm cubics of jointed rock blocks were subjected to triaxial tests. Appropriate strength constants were estimated from this test. The estimated critical strain of rock blocks obtained from the relationship between the strength and the initial tangential elastic modulus suggested that the interaction among joints and rocks affected the strength and deformability in different ways.

概 要

岩盤構造物，特にき裂性岩盤を対象とした構造物の合理的な設計を行う場合に解決しなければならない問題の一つに，岩石およびき裂相互の影響を考慮した力学特性の把握がある。これらの寸法に依存した相互影響を如何に考慮するかという岩盤工学上の課題について，数値的なモデリング法は幾つか提案されている。相互影響を物理的に評価することを大きな目的として開発されたのが岩盤多機能試験装置である。この第一段階の研究では，き裂性の岩盤ブロックの力学特性の評価を目的として，岩盤多機能試験装置を用いた三軸試験により，き裂を多く含んだC₁級の50cm立方の岩盤ブロックのせん断特性を調べた。試験結果から，強度定数はC₁級岩盤の一般値の範囲内の値となり，適切な評価ができた。強度と初期変形特性の関係から限界ひずみを算出したが，これは，既存の原位置試験のデータとは異なり，強度と変形特性への相互影響の度合いが異なることが示された。

1. はじめに

岩石や岩盤は，均一でない物質の結合体ないしは混合体である。このような自然の不均質材料を構造物の部材として用いて，力学および水理学的な安定問題を解くことが岩盤構造物の設計である。しかし，経験が無い構造物を設計しようとする場合は，解析に頼らざるを得ないのが現状であろう。その時，部材となる岩盤の特性を如何に評価するかが問題となる。この問題を解決する目的で開発されたのが岩盤多機能試験装置である。岩石は，微視的にはいくつかの鉱物からなる不均質材料であるが，この強度/変形特性を知りたい場合に，岩石供試体の試験によりそれらを把握できる。一方，そのような岩石により構成され，節理やき裂を含む岩盤の工学的特性を知ろうとする場合はどうであろうか。この場合は，岩石，き

裂，さらにはそれら相互の影響を考慮して平均的な特性を捉えようとするのが一般である。岩盤多機能試験装置の第一の特徴は，不均質材料の特性をその平均的な特性として捉えられることである。平均化するのに十分な領域，これは構造最小単位(Representative Elementary Volume; REV)と呼ばれる¹⁾，がこの装置の範囲を超えない場合には，試験結果は特殊な平均化を用いるまでもなく平均的な特性を与える。REVは寸法の問題を適切に表現した概念である。岩石から岩盤までの工学的特性に影響を与える不連続面の状況と寸法との関係を示したのが，Fig. 1である。図では，横軸にスケールを取り，顕微鏡で観察されるクラックから切羽に見られる不連続面の状況を示した。室内岩石試験や原位置試験から，構造物の挙動を予測するためには，繋ぎの技術が重要となる。この繋ぎの技術を岩盤工学におけるIT(Interface Technology)と

呼ぼう。インターフェイス技術1が現状の技術で、スケールギャップを埋めるために原位置の不連続面の情報を如何に導入するか、原位置試験結果を如何に有効に利用するかが研究の焦点となっている。不連続面の導入に関しては、クラックテンソルを用いて不連続面の分布情報を取り入れFEMに導入したり²⁾、マイクロメカニクスをベースに解析的に評価する方法³⁾などがある。インターフェイス技術2では、ある程度岩石の挙動を予測できることが示されている⁴⁾。岩盤多機能試験装置の位置付けは、岩石やき裂相互の相互作用を平均化されたREVの特性として評価し、構造物の設計に取り込むというインターフェイス技術3にある。

REVでない岩盤ブロックの試験では、何が得られるであろうか。この時、岩盤ブロックは幾つかの明瞭な不連続面とその周辺の風化した岩石および新鮮な岩石からなる不均質材料である。この場合は、岩石およびき裂それぞれの構造要素の特性が調べられることになる。また、何らかの方法により自然の岩盤を非常に単純なモデル化が可能である場合、これを力学および幾何学的相似則に従って縮小した構造物の模型試験が可能になる。これにより、数値モデルによる計算と同様、物理モデルによる実験から構造物の挙動予測が可能となる。また、現在様々提案されている数値モデル^{2), 3), 5)}の検証も可能となる。構造要素およびモデル試験が可能であることが第二の特徴である。

はじめに述べたように、この装置を用いて岩盤ブロックの試験をする目的は、構造物設計のための部材の特性を適切に見積ることである。部材の特性が知れ、それに作用する荷重が知れば設計が可能となる。岩盤内の応力状態は、現在の被りだけでなく、過去の造構運動での残留分、現在の地殻応力など複雑であるが、三主応力を制御することで再現可能となる。したがって、様々な荷重条件での部材の特性が知れることで必要最小限の安全性を確保し、支保、補強、改良の最適化により、岩盤構造物のコストダウンが図れる。三主応力制御が、この試験装置の第三の特徴である。

三主応力制御装置には、岩盤多機能試験装置と同様、剛板にて3方向から制御するもの、セルの中に供試体をセットし、一面は剛板載荷、残りの一面は液圧にて載荷するタイプのもの、直交2方向をフラットジャッキで載荷するタイプの3種類がある。それらの中で、REVを意識した十分に大きなサイズの供試体まで試験できる機能を有するものは少ない^{6), 7)}。

現状の岩盤構造物の施工管理では、主に岩盤のひずみや変位を基準とした管理となっている。これまで、設計では荷重に対する設計であるため、変形への注目が少なかった。さらに、施工中に生じた構造物の変位が異常値であるか正常値であるかの見極めは非常に曖昧であった。この課題に対して一つの解決策を与えるのもこの装置の目的のひとつといえる。このように岩盤多機能試験装置は、様々な可能性を含んだ装置である。

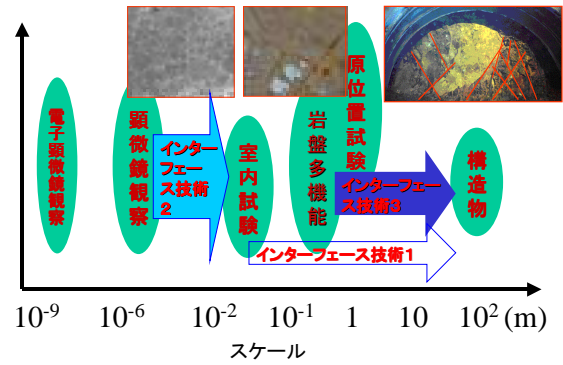


Fig.1 岩盤研究におけるスケールと岩盤多機能試験装置の位置付け
Rock Engineering and The Scale and the location of The MTRM

この研究では、岩盤多機能試験装置の機能の概略と主にそれを用いたき裂性岩盤ブロックのせん断試験で得られた知見を述べる。インターフェイス技術について若干の考察を加えた。

2. 岩盤ブロックせん断試験

2.1 岩盤多機能試験装置

岩盤多機能試験装置をFig.2に示す。装置仕様はTable 1に示すように、鉛直荷重10MN、水平荷重2方向にそれぞれ5MNの容量で、三方向独立に荷重および変位制御が可能である。供試体は、500mm×500mm×500mmを標準とし、700mm×700mm×700mmの供試体も試験可能である。

この試験装置は、圧盤を通じて供試体を加圧している関係上、圧盤と供試体間の摩擦力を完全に除去することは不可能であるが、これをできるだけ小さくする必要はある。ここでは、赤井ら⁴⁾の実験を参考に減摩剤としてシリコングリースを塗布した薄くて柔らかいテフロンシート(厚さ0.1mm)を用いて摩擦を減じた。

また、圧盤にて供試体を三軸圧縮する場合、圧縮量が大きくなると隣接している圧盤同志が互いに端部で接触するようになるので、圧盤は供試体の寸法より幾分小さくする必要がある。この試験装置では、鉛直方向載荷板は500mm×500mmで、供試体と同寸であるが、側方圧盤については、高さを上下それぞれ5mmの位置までテーパを入れている。したがって、厳密には部分載荷となる。この部分載荷の影響については、強度に及ぼす部分載荷の影響は無視できると考えている。

2.2 岩盤ブロック供試体

ブロック試料は、愛知県春日井市内津峠の採石場で実施された送電用鉄塔基礎の実規模水平載荷実験サイトより採取した。対象とした岩盤は、美濃帯中生層の砂岩主体のC₁級岩盤である。砂岩部はホルンフェルス化により一軸強度が200MPa以上と非常に硬いが、間隔50mm程度

のランダムに分布するき裂付近は熱水変質している。PS 検層によるP波速度は1.5km/sec程度である⁹⁾。

Fig.3に展開図の一例を示した。今回用いたブロック供試体は、砂岩と頁岩が複雑に入り交じった地質構造をしており、さらに上述したように砂岩部でもホルンフェルス化された部分（暗灰色の部分）は非常に硬く、次いで熱水変質を受けたき裂周辺部（灰色の部分）がやや硬く、ホルンフェルス化されていない部分（薄茶色の部分）はそれらよりは脆いものである。さらに、茶褐色に変質した部分と頁岩部、また粘土化した部分があり、それらを明確に区分するのは難しい。

2.3 試験方法

ブロック供試体への成形の際に生じた表面の凹凸および小ブロックの抜け落ち部等は、石膏を用いてキャッピングし、面の精度を確保し、均等载荷を心掛けた。

(1)拘束圧

拘束圧として、X軸とY軸の水平応力（ σ_2 と σ_3 ）を等方で、0.1MPa、0.2MPa、0.4MPa、0.8MPaの4拘束圧とした。

(2)試料および試験条件

試料は自然状態とし、非圧密非排水条件での载荷とする。等方载荷時の応力は、Z軸の鉛直応力 σ_1 も拘束圧と同じ値とし、载荷板と供試体との間のなじみを十分に確保した上で、軸方向の载荷を行う。

(3)摩擦除去

ブロック供試体と载荷板との間には、摩擦除去と载荷応力の均等化を図ってテフロンシート（厚さ0.1mm×2枚）を挟んだ。予備試験よりブロック供試体と剛板との間の摩擦係数は、0.1程度となり、テフロンを挿入しない場合のおよそ1/2に減摩された。

(4) 载荷条件

载荷は、所定の側圧まで等方载荷後、側方荷重を一定に保ち、一定変位速度により鉛直荷重を負荷する。弾性領域において等方状態まで除荷し、再载荷後、ピークから残留状態まで载荷した。

変位速度は0.5mm/min (0.1%/min) である。

(5) 計測項目

計測項目は以下の通りである。

X, Y, Z方向荷重 (X, Y方向5MNロードセル, Z方向10MNロードセル)

X, Y, Z方向アクチュエータストローク (高感度変位計; 感度0.001mm)

X, Y, Z方向载荷板変位 (X, Y方向各2面それぞれ4点, Z方向1面4点の計20点) (高感度変位計; 感度0.001mm)

3. 結果と考察

3.1 強度特性

3.1.1 平均的強度定数 全6供試体の試験を実施し、Table 2のような結果が得られた。

これら6供試体の試験結果にクーロン摩擦則を適用する



Fig. 2 岩盤多機能試験装置
Multipurpose Testing Machine for Rock Masses

Table 2 岩盤多機能試験装置の主な仕様
Specification of MTMR

ブロック供試体寸法	700mm × 700mm × 700mmおよび500mm × 500mm × 500mm
鉛直最大荷重	10 MN (Z方向)
水平最大荷重	5 MN (XおよびY方向)
最大透水圧	100 atm
最大間隙圧	100 atm
制御/収録	荷重制御 / 変位制御

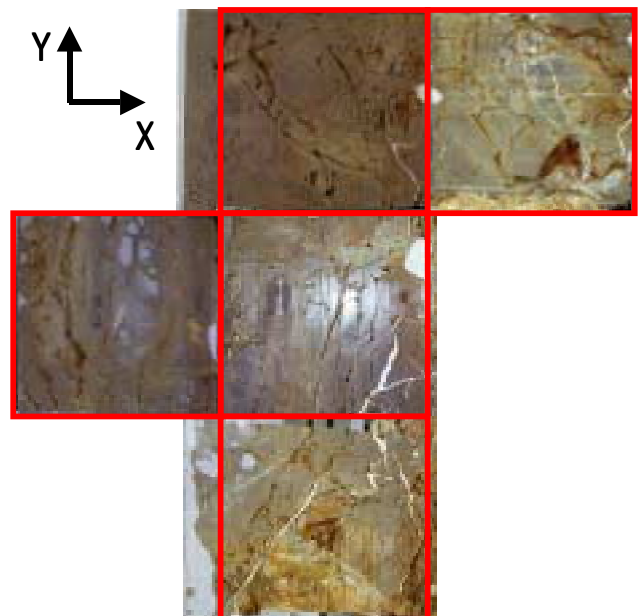


Fig. 3 岩盤ブロック供試体(B2)の展開図
Development of Rock Block Specimen (B2)

とFig.4のようである。全結果を近似する直線を考えると次式の定数は

$$2C \cos \phi + (\sigma_1 + \sigma_3) \sin \phi = (\sigma_1 - \sigma_3)_f \quad \dots(1)$$

粘着力 $C=199\text{kN/m}^2$ 、摩擦角 $\phi=36^\circ$ となる。
 これらの結果の位置付けを考察するために、Table 3に各岩盤等級から予想される物理定数の範囲⁵⁾を示す。この表中の C_L 級岩盤の各定数の値を結果と比較すると、今回のブロック供試体の試験より得られた粘着力は、原位置試験より得られた値と比べて小さいが、内部摩擦角は上限に近いことがわかる。この理由として、今回は比較的拘束圧の小さな領域における直線包絡線を考えていることが挙げられる。すなわち、岩盤の曲線包絡を直線近似しようとする場合に粘着力が大きく、内部摩擦角が小さくなる傾向があり、それが反映されていると考える。

3.1.2 平均破壊ひずみ 破壊時のひずみレベルは、およそ3~6%であった。破壊ひずみは、設計や施工管理において重要となる。そこで、従来の方法に従い、破壊ひずみの推定を行う。破壊ひずみの検討では、まずFig.5のように応力~ひずみ関係の近似を行う。初期弾性部を延長した場合に破壊応力に達するひずみが限界ひずみである⁹⁾。土質材料から硬岩における限界ひずみと一軸圧縮強度の間には、Fig.6のような関係がある⁹⁾。き裂を含む岩盤では、一軸圧縮強度に依存せず、ひずみはほぼ同じレベルで破壊するという報告がある⁶⁾。今回の試験結果から、き裂を含む岩盤ブロックの平均限界ひずみと平均一軸圧縮強度を推定し、Fig.6にプロットした。また、別途実施された岩石コアの試験結果も同図に併記した。限界ひずみと一軸圧縮強度との関係が、き裂性岩盤においても成立する普遍的なものであることが示唆され、興味深い。ここでの、平均限界ひずみと平均一軸圧縮強度は以下のように求めた。

応力による破壊基準はクーロン則より求めた粘着力と摩擦角を用い、式(1)において、拘束圧を0として σ_3 を計算すると平均的な一軸圧縮強度として786 kN/m^2 である。一軸圧縮試験時の弾性係数を算出するためには、三軸状態で得られた初期弾性係数の拘束圧依存性を調べる必要がある。各試験結果から得られた初期弾性係数を拘束圧に対してプロットするとFig.7のようになる。これより、一軸圧縮試験時に得られる初期弾性係数として9998 kN/m^2 が得られる。平均限界ひずみは、平均一軸圧縮強度をこの平均初期弾性係数で割ったもの、すなわち0.8%となる。

Table 2 ブロック供試体三軸試験結果
The Results of Triaxial Compression Tests

供試体No.	拘束圧 σ_3 (kN/m ²)	破壊応力 σ_1 (kN/m ²)	破壊ひずみ ϵ_f (%)	残留応力 σ_1 (kN/m ²)	最大ひずみ ϵ_r (%)
B3*	800	3762	5.8	3587	10.6
A4	200	1322	2.7	1252	6.0
A5	100	1478	3.1	1382	4.6
B4	200	2267	3.7	2206	4.7
B2	100	932	3.7	932	3.7
A3	400	2019	3.3	1891	5.6

*注：B3供試体については、再載荷後に得られた値である。

設計や施工管理に必要なのは、岩盤の破壊ひずみであり、これと限界ひずみの関係を導く必要がある。軸応力~ひずみ関係を双曲線で近似した場合の、破壊ひずみは、限界ひずみを用いて次式のように表わされる。⁶⁾

$$\epsilon_{f(tri)} = \epsilon_0 \left(1 + \frac{\sigma_3 \tan \phi}{C} \right) \frac{1}{1 - R_{f(tri)}} \quad \dots(2)$$

ここで、 $\epsilon_{f(tri)}$ は三軸状態での破壊ひずみ、 ϵ_0 は限界ひずみ、 σ_3 は拘束圧、 C は粘着力、 ϕ は摩擦角、そして $R_{f(tri)}$ は、Fig.5に示す漸近値と破壊点の関係を示すパラメー

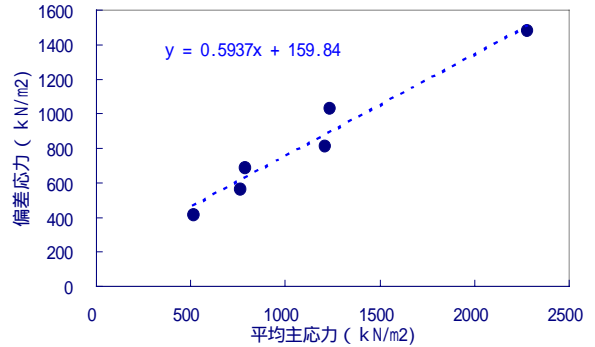


Fig. 4 クーロン摩擦則の適用
Application of Coulomb's law

Table 3 各岩盤等級から予想される物理定数の範囲
Mechanical Properties of Rock Masses
in each Rock Mass Classification

岩盤等級	変形係数 (kN/m ²)	静弾性係数 (kN/m ²)	粘着力 (kN/m ²)	内部摩擦角(°)	弾性波速度 (km/s)
A~B	5×10^6 以上	8×10^6 以上	4000以上	55~65	3.7以上
C_H	$5 \times 10^6 \sim 2 \times 10^6$	$8 \times 10^6 \sim 4 \times 10^6$	4000~2000	40~55	3.7~3
C_M	$2 \times 10^6 \sim 5 \times 10^5$	$4 \times 10^6 \sim 1.5 \times 10^6$	2000~1000	30~45	3~1.5
C_L	5×10^5 以下	1.5×10^6 以下	1000以下	15~38	1.5以下

注；文献10)を修正

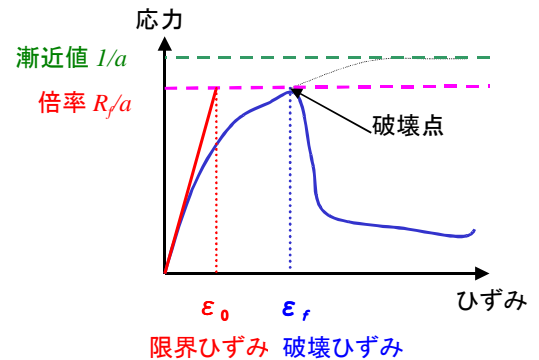


Fig. 5 応力~ひずみ関係の近似
Approximation of Complete Stress-Strain Relationship

タである。 $R_{f(tri)}$ も拘束圧に依存する可能性があるので、上式に得られたそれぞれの破壊ひずみの結果を代入して逆算し、結果を拘束圧に対してプロットしたのが、Fig. 8である。

これらの結果から、岩盤のひずみに関する破壊基準が得られた。この値により、構造物の情報化施工における管理値を設定することが可能となる。

3.1.3 異方強度特性 これまでは、き裂構造に伴う強度の異方性については無視した考察であった。次に、き裂構造と強度の関係について、若干の考察を行う。

全6ブロック供試体の試験結果をモール円で整理したものをFig. 9に示す。この結果は、き裂および構成岩石などの岩盤構造により2つのグループに分けられ、それぞれの応力円を描いたのがFig. 10およびFig. 11である。Fig. 10が風化砂岩割合が高く、き裂も比較的等方的で多いグループ(G1)、Fig. 11は、頁岩を含み、ホルンフェルス化した健硬な砂岩が主体で、き裂の方向も若干の卓越性があるグループ(G2)である。Fig. 4のクーロン則を適用した場合のデータのバラツキはき裂構造の違いによるものと解釈される。

3.1.4 破壊形態 破壊形態は、せん断破壊とへき開破壊

の混合モードがほとんどである。これはき裂の方向性に依存する。#B2ブロック供試体では、破壊モードを明確にするため、供試体各面に5cm格子のメッシュを描き、試験後に全格子点の移動量を写真上で計測している。これらの移動量を接点変位として、格子内の要素のひずみを

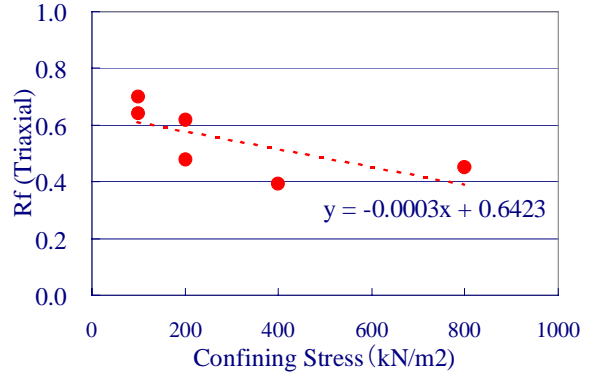


Fig. 8 パラメータ $R_{f(tri)}$ の拘束圧依存性
 $R_{f(tri)}$ Parameter Depending on Confining Stress

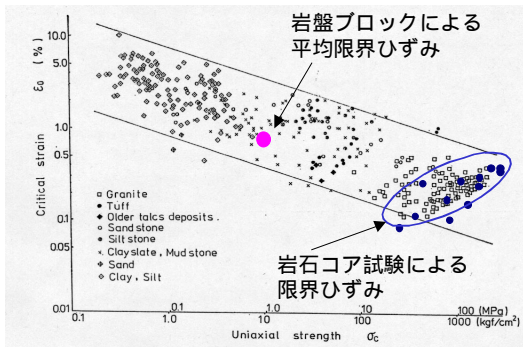


Fig. 6 室内試験による限界ひずみと一軸圧縮強度の関係

The Relationship Between Critical Strain and Uniaxial Strength for Laboratory Soil and Rock Tests

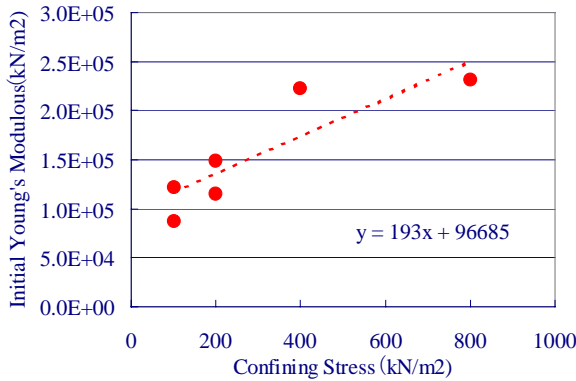


Fig. 7 初期弾性係数の拘束圧依存性
Tangential Elastic Modulus Depending on Confining Stress

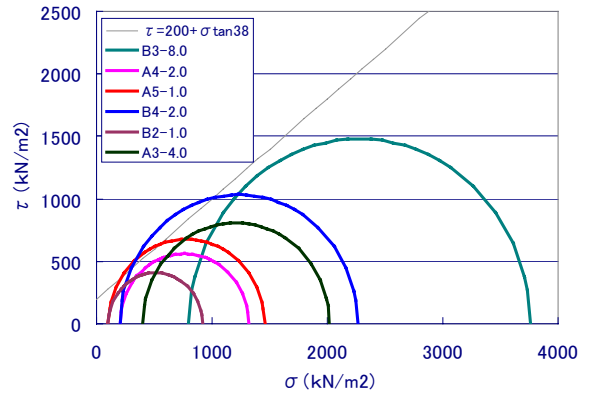


Fig. 9 全試験結果のモール円と包絡線
Mohr's Circles and their Straight Line Envelop for All Tests Results

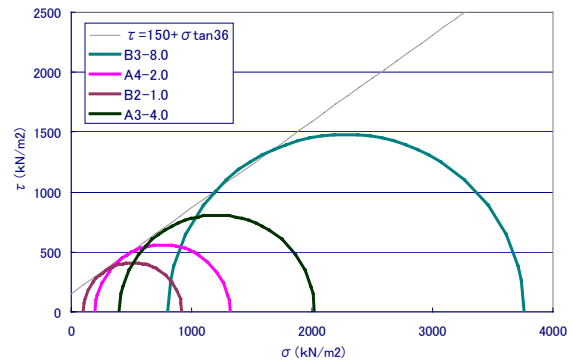


Fig. 10 グループ1のモール円と包絡線
Mohr's Circles and their Straight Line Envelope of Group 1

求めた。Fig.12にその一例を示す。左がせん断ひずみの大きさを円で表現したもの、右が#2面のき裂状況である。き裂に沿ったせん断が明確に表現されるとともに、き裂面が一様に動くのではなく、局所的なせん断であることがわかる。

3.2 変形特性

応力～ひずみ関係の一例をFig.13に示す。ひずみは、載荷板上で計測された変位の平均値を供試体の寸法で除したものである。図では、Y方向の側方変位がX方向のそれの3倍程度の応答性を示していることがわかる。岩盤の力学的評価には、き裂を含む岩盤を等価な連続体として評価する方法とき裂を直接考慮して岩盤の本来の不連続体として評価する方法の2つがある。どちらの方法においても対象とする岩盤中のき裂を評価・解析の中に完全に取り込むことは不可能である。したがって、どちらの方法を用いる場合においても幾何学性評価に何らかの指標が必要となる。これまで様々な指標が提案されているが、ここでは、クラックテンソルに注目して、岩盤ブロック供試体に適用を試みた例を紹介する。

クラックテンソルは次式にみられるように、き裂の大きさ、方向および密度の積として表わされる⁷⁾。

$$F_{ij \dots k} = \frac{1}{V} \sum_{k=1}^{m^{(V)}} S^{(k)} r^{(k)} n_i^{(k)} n_j^{(k)} \dots n_k^{(k)} \quad \dots (3)$$

ここで、Vは考える岩盤の体積、Sはk番目のき裂の面積、rはk番目のき裂の面積と等価な面積を持つ円盤の直径、nはk番目の単位法線ベクトルである。

岩盤の応力とひずみの関係は、2階と4階のクラックテンソルを用いて次のように表わされる⁷⁾。すなわち

$$\varepsilon_{ij} = \left[\frac{1+\nu}{E} \delta_{ik} \delta_{jl} - \frac{\nu}{E} \delta_{ij} \delta_{kl} + \left(\frac{1}{k_n} - \frac{1}{k_s} \right) F_{ijkl} + \frac{1}{4k_s} (\delta_{ik} F_{jl} + \delta_{jk} F_{il} + \delta_{jl} F_{ik} + \delta_{il} F_{jk}) \right] \sigma_{kl} \quad \dots (4)$$

ここで、Eおよびνは岩盤を構成する岩石の弾性係数とポアソン比、k_nとk_sはそれぞれき裂の垂直ばねとせん断ばねの定数である。F_{ij}とF_{ijkl}は(3)式の2階および4階のクラックテンソルである。例えば、2階のクラックテンソルは、B2ブロック供試体の連続したき裂を対象とすると、Fig.14に示すようなき裂の面積、大きさおよび法線のテンソル積を(3)に従って計算すると、結果は次のようである。

$$F_{ij} = \frac{1}{V} \sum_{k=1}^5 S^{(k)} r^{(k)} n^{(k)} \otimes n^{(k)} = \begin{bmatrix} 2.96 & 1.09 & 2.19 \\ & 0.98 & 0.98 \\ \text{symmetrical} & & 2.01 \end{bmatrix} \quad \dots (5)$$

次の考察に關係する4階のクラックテンソルの1133および2233成分はそれぞれ2.3と0.4である。2階のテンソルは

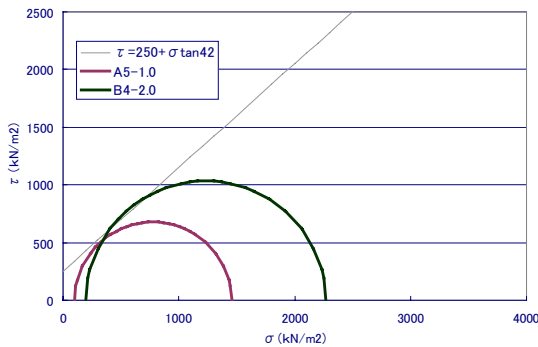


Fig.11 グループ2 のモール円と包絡線
Mohr's Circles and their Straight Line Envelope of Group 2



Fig.12 せん断ひずみ分布(左)とき裂状況(右)
(B2ブロック供試体#2面)

The Distribution of Max. Shear Strain(left) and Joints(right) of Surface #2 of B2 Specimen

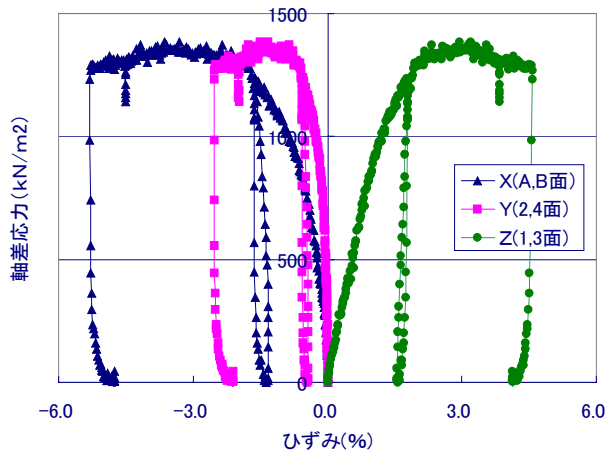


Fig.13 軸差応力～ひずみ関係 (B2)
Stress-Strain Relationship of Specimen B2

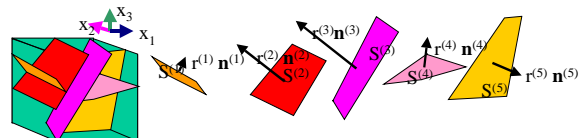


Fig.14 B2ブロック供試体の主なき裂の理想化
Idealization of the Main Joints of Specimen B2

き裂分布の配向性を表わし、4階のテンソルは、き裂方向の混合度を表わす値である。ブロック供試体のクラックテンソルは、全てのき裂を考慮して求めなければならないが、ここでは変形特性の概略傾向を掴む意味から連続したき裂のみを対象としていることに注意されたい。B2ブロック供試体の応力～ひずみ関係の側方応答 ϵ_x と ϵ_y の異方性に注目すると、それらの比は、(4)式の計算により

$$\frac{\epsilon_x}{\epsilon_y} = \frac{-\frac{\nu}{E} + \left(\frac{1}{k_n} - \frac{1}{k_s}\right) F_{1133}}{-\frac{\nu}{E} + \left(\frac{1}{k_n} - \frac{1}{k_s}\right) F_{2233}} \quad \dots (6)$$

となる。上式は、構成岩石の弾性定数およびき裂のばね定数にも依存するが、側方変位の異方的応答を評価できる可能性を有している。岩石のポアソン比を0.2、垂直ばね定数を岩石のヤング率Eに対して4種類仮定し、それをパラメータとして(6)式の値を $k_s/k_n=R$ に対してプロットするとFig. 15のようになる。X方向とY方向の応答の違いは、き裂の垂直ばねとせん断ばね定数の違いより、き裂の分布状態に依存していることが読み取れる。

4階のクラックテンソルの値により、これらの傾向は当然変化するが、き裂の異方性が、側方応答の異方性を表現できることを示している。絶対値としての検討は、岩石およびき裂の定数を用い、ブロック供試体のき裂を詳細にクラックテンソルに取り込むことで可能となる。その際、き裂のばね定数は応力に依存していることも考慮する必要があると考える。

なお、実際の岩盤において3次元のクラックテンソルを具体的に決定することができなければ、以上の構成関係は意味を持たない。その決定方法については文献12を参照されたい。

3.3 き裂分布の相似と実構造物への適用

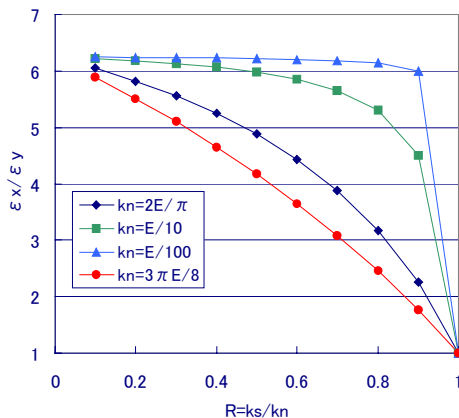


Fig. 15 異方応答とせん断 / 垂直ばね定数の関係

Anisotropic Responses of Lateral Strain against the Shear and Normal Stiffness Ratio of a Joint

室内試験や原位置試験で得られた力学的特性が、実際の構造物のそれを反映しているかの疑問に対する解答は大きな課題とされている。原位置試験相当の寸法を有するブロック供試体で得られた今回の試験結果についても同様である。インターフェイス技術3は、はじめに述べたようにブロック供試体の寸法がREVであるかの議論となる。この疑問に答える一つの方法として、前述のクラックテンソルを用いた方法がある。

き裂性岩盤AとBが等しい工学的特性を持つための条件として両者のき裂が等しいということが必要条件となる。Fig. 16の2つのき裂性岩盤のき裂分布特性が等しいということは、少なくとも両者のクラックテンソルの値が等しいと仮定できる。

任意の大きさの領域に対して得られた0階および2階のクラックテンソルを F_0' および F_{ij}' とすると、真の値に対する誤差はそれぞれ式(7)および(8)となる⁷⁾。

$$\delta F_0 = F_0 - F_0' \quad \dots (7)$$

$$\delta F_{ij} = F_{ij} - F_{ij}' \quad \dots (8)$$

0階のテンソルは、き裂の寡多を表わす。2階のそれは前述の通りである。また、これらの値を真の F_{ij} の値に対する誤差の値を相対誤差として次のように絶対値で考える⁷⁾。

$$E_r^{(0)} = \sqrt{\delta F_0^2 / F_0^2} \quad \dots (9)$$

$$E_r^{(2)} = \sqrt{\delta F_{ij} \delta F_{ji} / F_{ij} F_{ji}} \quad \dots (10)$$



Fig. 16 実規模岩盤と岩盤ブロックのき裂分布 Joint Distribution on the Actual Rock Slope and Rock Block

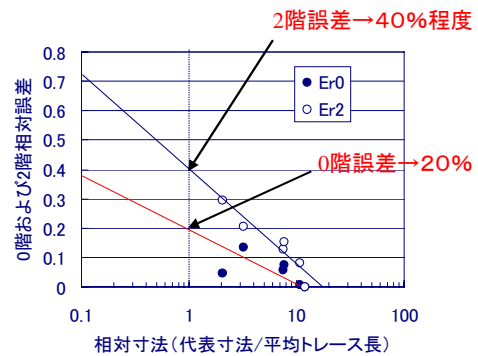


Fig. 17 き裂特性における調査領域と誤差 Investigation Scale and the Relative Error on the Joint Geometry

Fig.16の左の写真がこの岩盤を十分代表するクラックテンソルの値 F_{ij} であると仮定する。その一部や他の倍率の写真から求めたクラックテンソルの値との差を相対寸法（2次元で考えているので現地で計測されたき裂の平均トレース長50cmに対する面積の平方根の倍率）に対してプロットしたのがFig.17である。

一辺500mmのブロック供試体は、相対寸法が1であるから、図より、き裂の密度の意味からは2割程度の誤差を含み、異方性も考慮した場合には4割程度の誤差を含むことになる。つまり、少なくともブロックで得られた特性は、岩盤の特性に対して2割の誤差を含むことになるので、1.5の安全率では許容されるが、き裂の方向性も考慮した場合の4割の誤差は、設計時に安全率1.5を保証しようとする場合、誤差を考慮して設定する必要があることを意味する。

インターフェイス技術の一例として、このような考え方をを用いて、岩盤ブロックによる試験結果を実構造物の設計に適用することが可能である。

4. まとめ

岩盤構造物の合理的な設計施工を目的として、新しく開発された岩盤多機能試験装置を用いて、き裂性岩盤ブロックの三軸試験を実施した。これは、この装置の一つの特徴である岩盤という構造部材の力学特性を評価する機能の検証にもなった。新たな知見も含め、以下のような結論を得た。

(1)低拘束圧下での静的強度について、 C_L 級岩盤の原位置試験結果から得られた一般的な強度定数と同程度の特性（粘着力199kN/m²、摩擦角36°）が得られた。

破壊形態としては、き裂に沿ったせん断破壊や基質部のへき開などが存在し、き裂構造に依存する異方強度特性を有することを確認した。

(2)岩盤ブロックの限界ひずみについて若干の考察を行った。岩盤の限界ひずみに関しては、強度に依存しないと従来いわれていたが、土質材料および岩石の強度依存性に従う結果となった。これは、き裂の相互干渉が強度と変形特性に与える影響が異なることを示している。この結果を検証していくためのデータの蓄積が必要である。

(3)変形係数（10⁵ kN/m²）については、一般的な C_L 級岩盤におけるその値の範囲の中では小さい値であった。

また、変形係数には拘束圧依存性がみられた。

(4)き裂構造により、軸方向圧縮時の側方変形に異方性がみられ、特に、破壊点近傍から発生する側方の塑性変形は、き裂構造の影響を大きく受ける。

以上の岩盤ブロックのせん断試験に関する知見を、実構造物に適用するためには

(1)き裂分布の幾何学的特性に関する相似則について、データを蓄積し、力学的特性との関係を明らかにする。

(2)本試験装置における剛板載荷という境界条件については、原位置試験ほかの試験との対比を行っていくことにより、それらの代替として位置付けを明確にする必要がある。

参考文献

- 1) Bear, J. and Bachmat, Y., Transport phenomena in porous media-Basic equation, Fundamentals of Transport Phenomena in Porous Media, Martinus, Nijhoff Publishers, pp. 3-61, (1984)
- 2) 吉田秀典, 堀井秀之: マイクロメカニクスに基づく岩盤の連続体モデルと大規模空洞掘削の解析, 土木学会論文集 No.535/ -34, 23-41, (1996)
- 3) Oda, M., Yamabe, T., Ishizuka, Y., Kumasaka, H., Tada, H., and Kimura, K. Elastic stress and strain in jointed rock masses by means of crack tensor analysis, Rock Mech. Rock Engng. 26(2), pp.89-112, (1993)
- 4) Suzuki, K., Oda, M., Ymasaki, Kuwahara, T. Permeability changes in granite with crack growth during immersion in hot water, Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr. Vol. 35, No.7, pp. 909-921, (1998)
- 5) Cundall, P., Computerized design of rock slope using interactive graphics for the input and output of geometrical data, Design method of rock mechanics(1975)
- 6) 下茂道人, 飯星茂: 複数き裂を有する岩盤ブロック内の浸透挙動に関する室内実験, 第25回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集, pp491-495, (1993)
- 7) Reik, G. and Zacas, M., Strength and deformation characteristics of jointed media in true triaxial compression, Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr. Vol. 15, pp. 295-303, (1978)
- 8) 池田誠太: ニュース「斜面上深礎基礎の実規模水平支持力実験」, 土と基礎, p41, (2000)
- 9) 赤井浩一, 森寛昭: 組合わせ圧縮応力下における和泉砂岩の破壊機構に関する研究, 土木学会論文集第147号, pp. 11 to 24, (1967)
- 10) 吉中龍之進, 桜井春輔, 菊地宏吉: 岩盤分類とその適用, 土木工学社, p 51, (1989)
- 11) 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, 第317号, pp. 93-100, (1980)
- 12) M. Oda: 7 Modern development in rock structure characterization, pp. 185-200, COMPREHENSIVE ROCK ENGINEERING, Pergamon Press, (1993)