

(85) 極めて高い一般応力下での硬石の変形、破壊特性

九州大学工学部 正会員 江崎哲郎

正会員 ○木村 強

学生会員 松木洋忠

学生会員 本村和也

Deformation and Failure Characteristics of Rocks Under Generalized and High Stress Condition

Tetsuro ESAKI, Tsuyoshi KIMURA,
Hirotsada MATSUKI and Kazuya MOTOMURA
Faculty of Engineering, Kyushu University

Abstract

This paper describes the generalized triaxial tests performed under high stress conditions. The used specimen is 40-mm cubic of Nangen granite from South Korea and Akiyoshi marble. In the tests, first, the mean principal stress is increased to given values along the hydrostatic axis; here the values are called initial hydrostatic pressure. After that, the octahedral shear stress is increased up to the failure state of the specimen under the condition that the mean principal stress is constant.

The results obtained from the tests are as follows: Nangen granite yields at 550 MPa of the mean principal stress on the hydrostatic axis, and exhibits the dilatant behavior when raising the octahedral shear stress in the constant mean principal stress less than 500 MPa and the contractile one more than 600 MPa. It is presumed from the shape on the Rendulic stress plane of the failure surface of Nangen granite that the failure patterns are different in the dilatant and contractile regions. The rate of AE (acoustic emission) detected from the granite specimen increases at the vicinity of the yield stress point on the hydrostatic axis. Then the rate temporarily decreases when the octahedral shear stress is raised to a certain extent after the initial hydrostatic pressure, and rapidly increases just before the failure state of the specimen. This final increase of the AE event rate can be observed in both the dilatant and contractile regions for the granite and marble specimens.

1. まえがき

岩石の変形および破壊に関する特性は、試験装置の簡便さから主として封圧下での三軸試験により検討されてきた。しかしながら、自然の現象は三次元的であること、また数値解析法の発展により複雑な三次元問題が取り扱えるようになったことから、一般応力下での三軸試験の重要性が高まり、そのための試験機が開発されている。その中で、一般的なのは、立方体あるいは直方体の供試体に対して3方向から独立したジャッキで載荷する方式である。これは、載荷方法によって、圧盤で載荷する方法と可撓性の媒体で載荷する方法に大別され、その境界条件は、供試体内の応力分布およびひずみ分布に大いに影響を及ぼす¹⁾。圧盤で載荷する場合、一様なひずみ分布が得られる、ひずみの計測が正確に行える、ひずみ制御が可能であるという利点がある反面、載荷面に摩擦が生じ応力分布は均一でなくなる。これに対して、可撓性の媒体で載荷する方法では、均一な応力場が得られるがひずみの計測の点で問題が生じる。また、高圧縮状態を作り出すことが困難となる。本研究では、大理石および花崗岩について、極めて高い圧縮応力状態でしかもひずみの計測が正確に行えるように、圧盤で載荷する方式の一般応力三軸試験を行った。また、アコースティック・エミッション（以下AEと略記する）の計測も併せて行い、これらの結果に基づいて変形、破壊特性を検討した。

2. 実験方法

2-1. 供試岩石

実験に用いた岩石は、山口県産秋吉大理石および韓国産南源花崗岩である。花崗岩は、一般に異方性を示し、本花崗岩の弾性波速度、ヤング率および一軸圧縮強度の異方性率はそれぞれ15%, 21%, 15%である。しかし、本研究は、静水圧が100MPa以上の応力領域を対象にしており、この場合には異方性はなくなることが指摘されている²⁾。供試体の形状は、一稜の長さが4 cmの立方体で、各面の平行度が $\pm 5/100\text{mm}$ 以内になるように平面研削盤で端面仕上げを行った。

2-2. 実験装置

本実験装置は、2 MNの载荷能力を有する垂直方向のジャッキに対して1 MNの水平ジャッキが4本それぞれ直交するように取り付けられており、一般応力下での三軸試験が可能である³⁾。圧盤の载荷面積は $3.6 \times 3.6\text{cm}$ であり、その結果、垂直方向でおよそ1.5GPa、水平方向で750MPaの高圧縮応力が得られる。変位の計測は、一方向それぞれ2個のひずみゲージ型変位計 (Fig. 1のA) を固定用アーム (同じくB) によって载荷ロッド (同じくC) に取り付け、固定用アーム間の相対変位を計測した。その後、载荷ロッドの弾性変形量を補正した。なお、一般応力下での三軸試験において圧盤で载荷する場合には、供試体と圧盤の間に生じる摩擦を低減するために、テフロンシート、シリコングリースなどの減摩材が一般に用いられる。本実験では、ひずみの測定精度を高めるために、原則として減摩材は用いなかった。

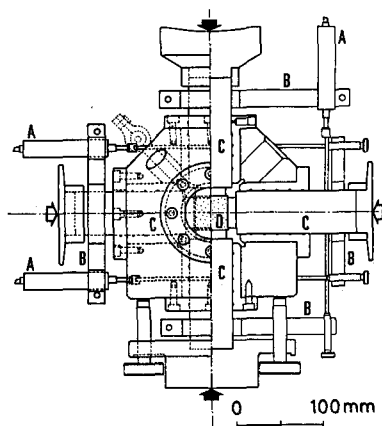


Fig.1 Side view of triaxial box. A:displacement transducer, B:arm for setting the transducer, C:piston rod and D:specimen.

2-3. 载荷方法

载荷は、まず、静水圧軸に沿って所定の平均主応力 σ_{m0} まで载荷し (この状態を初期静水圧 σ_{m0} と呼ぶ)、次に、平均主応力が一定となるようにパーソナルコンピュータで制御しながら八面体せん断応力 τ_{oct} を増加させ、破壊に至らしめた。このとき、中間主応力の相対的な大きさを表すためにLodeのパラメータ μ を用いた。 $\mu=-1$ のとき三軸圧縮試験、 $\mu=1$ のとき三軸伸張試験に相当する。応力速度は、初期静水圧までは40MPa/min、それ以後は $\mu=-1$ のとき最大主応力速度が25MPa/min (八面体せん断応力速度は17.7MPa/min)になるようにした。本研究では圧縮を正とする。

2-4. AEの計測システム

AEの計測には、 NF 回路設計ブロック製「MAGIC SYSTEM」を用いた。このシステムはユニットの組合せにより、AEカウント、イベント、エネルギー、振幅、位置標定 (二次元、三次元)、波形などの解析が可能であり、今回の実験ではAEカウント、位置標定 (二次元) について着目して計測した。AE変換子 (AE-906S型) の共振周波数は1.5MHzである。

AEの変換子 (直径12mm) は、試験装置の形状のため供試体に直接取り付けることができないので、変位計固定用アームに取り付けた。変換子の接着には感熱式の接着剤を用いて空気層の排除に努力し固着した。この変換子の出力を、利得40dBのプリアンプにより増幅し、さらにローカルプロセッサ内のダイナミックレンジ80dBのLOGアンプに導き、さらに増幅した。

コンピュータのフロッピーディスクに収録されたAEの計測結果は、4チャンネルによる監視領域内から発生したAEのイベントデータのみを選別し、AEカウントレート、AEカウント総数および発生位置をX-Yプロッタに出力させた。

3. 実験結果および考察

Fig. 2に、花崗岩の応力-ひずみ曲線を $\mu=-1$ の $\sigma_{m0}=300\text{MPa}$ および700MPaの試験について示す。異なった

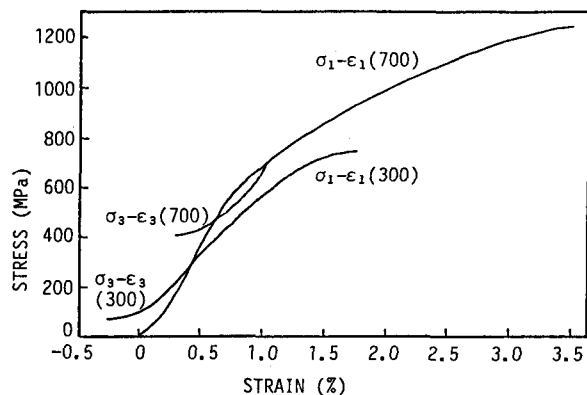


Fig.2 Stress - strain curves of granite. The figures of 300 and 700 within parentheses show the initial hydrostatic pressures in MPa.

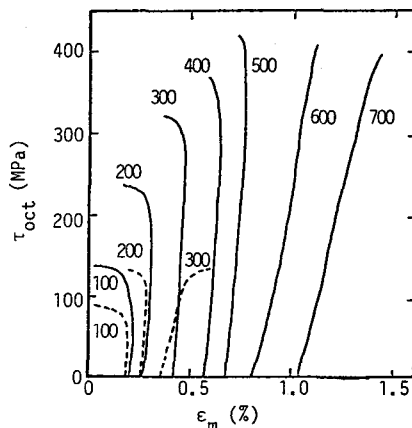


Fig.3 Octahedral shear stress - mean principal strain curves of granite (solid line) and marble (broken line). Figures by the curves show the initial hydrostatic pressures in MPa.

供試体、また静水圧状態でも異なった载荷軸方向によって、応力-ひずみ関係は厳密には異なるが、本図では $\sigma_m=700\text{MPa}$ までは1本の曲線で代表させた。 $\sigma_m=300\text{MPa}$ では、最大主応力の増大、最小主応力の減少に伴って、最大主ひずみは増加し、最小主ひずみは減少する。このときの変化（増加および減少）する割合はほぼ同じで、しかも直線的である。等方均質の弾性体を仮定すると、 $\sigma_1+\sigma_2+\sigma_3=\text{一定}$ の条件は、 $d\sigma_1/d\varepsilon_1=d\sigma_3/d\varepsilon_3=E/(1+\nu)$ を与えるので、この直線は弾性的な挙動を反映したものである（ E および ν はそれぞれヤング率、ポアソン比）。それ以後はこの直線性が崩れ、非線形となり、破壊に達する。 $\sigma_m=700\text{MPa}$ の試験では $\sigma_m=550\text{MPa}$ の静水圧状態で応力-ひずみ関係が非線形となっており、降伏していることがわかる（秋吉大理石では $\sigma_m=350\text{MPa}$ のときに降伏する⁴⁾）。したがって、この試験では八面体せん断応力がまだ小さいときでも最小主ひずみは直線的に減少せず、その結果、応力-ひずみ曲線の勾配は $E/(1+\nu)$ よりも大きくなっている。

八面体せん断応力と平均主ひずみ ε_m の関係を $\mu=-1$ について示すとFig. 3のようである。平均主ひずみの増加はコントラクタンシー、減少はダイレイタンシーを意味する。花崗岩の場合（図中、実線）には500～600MPaで、大理石（破線）では200～300MPaでダイレイタンシーとコントラクタンシーの境界が現れる。

Fig. 4は、花崗岩の破壊点をRendulic応力面上にプロットしたものである。ここで、破壊点は応力-ひずみ曲線の勾配がほとんど0になったときの応力値で表した。これらの点をMohr-Coulombの直線で包括的に近似するのは難しく、Fig. 4にはHoek & Brown⁵⁾、Shimada⁶⁾およびKim & Lade⁷⁾によって経験式として提案さ

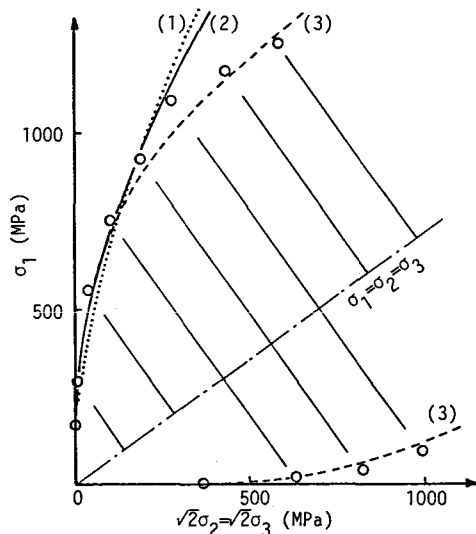


Fig.4 The failure points of granite and failure surfaces proposed by Hoek & Brown(1), Shimada(2) and Kim & Lade(3) on the Rendulic stress plane.

れた破壊曲面も併せて示してある。ただし、前2つの破壊曲面は三軸圧縮領域のみである。 $\sigma_m=500\text{MPa}$ までは前2つの破壊曲面と調和的であるが、 $\sigma_m=600$ および 700MPa のときの破壊強度はかなり小さくなっている。前述のように本花崗岩の挙動は、 $\sigma_m=500\sim 600\text{MPa}$ でダイレイタンスーからコントラクタンスーへと変化するので破壊様式もここで異なることが考えられる。しかしながら、Shimadaの破壊曲面は封圧が3GPaまでの実験結果をもとにしており、この違いは载荷条件によるものかもしれない。Fig. 5は、花崗岩の破壊点を $\sigma_m=400\text{MPa}$ の正八面体面上に示したものである（一軸圧縮強度 σ_c で正規化している）。内部摩擦角 ϕ は、Mohr-Coulombの理論によれば、破壊時の $\mu=-1$ および $\mu=1$ の八面体せん断応力の比より求めることができ、 $\sigma_m=400\text{MPa}$ のときの八面体せん断応力の値を用いると、 $\phi=32^\circ$ が得られる。同図には $\phi=32^\circ$ のときのMohr-Coulomb、およびKim & Ladeの破壊曲面が示されている。従来から指摘されているように中間主応力を考慮すると、実際の破壊曲面はMohr-Coulombのそれよりもわずかに外側に膨らんだ形状をしている。また、Kim & Ladeの破壊規準はもともと土に対するものであり、高い応力下での岩についてどの程度まで適用できるかは今後の実験によって検証されなければならない。

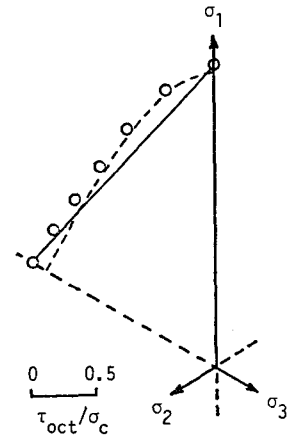


Fig.5 The failure points of granite, and failure surfaces by Kim & Lade (solid line) and Mohr-Coulomb (broken line).

花崗岩の $\mu=-1$ のときの $\sigma_{m0}=700\text{MPa}$ について、A Eのカウントレートおよびカウント総数を示すとFig. 6のようである。試験開始後400秒（ $\sigma_m=25.6\text{MPa}$ ）まではほとんどA Eは計測されず、その後850秒（ $\sigma_m=550\text{MPa}$ ）のときに明瞭なピークが現れる。これは、Fig. 2で述べた静水圧下での応力-ひずみ曲線が非線形となる点に対応している。さらに静水圧状態で $\sigma_m=700\text{MPa}$ まで载荷（試験開始後1050秒）の後、平均主応力が一定の条件で八面体せん断応力を増加させるとA Eの発生は少なくなり、破壊に近づいた時に再び急激に増加する。Shimadaら⁹⁾は、破壊時のA Eの発生パターンによって高圧型ぜい性破壊と低圧型ぜい性破壊の2つがあることを指摘している。前者は、破壊に近づいてもA Eが顕著に現れない破壊であり、本試験結果は後者の破壊に相当する。Fig. 7に、花崗岩の $\sigma_{m0}=300\text{MPa}$ （ $\mu=-1$ ）のときのA E計測結果を示す。この条件では、Fig. 3に示したように八面体せん断応力が 280MPa （試験開始後1400秒）のときにダイレイタンスー挙動が顕著になり、この時点からA Eの発生も多くなる。

Fig. 8は、大理石の $\sigma_{m0}=300\text{MPa}$ （ $\mu=-1$ ）についてA E計測結果を示したものである。ただし、大理石の場合には花崗岩に比べてA Eが検出されにくく、しきい値を低く設定して計測を行った。大理石では、八面体

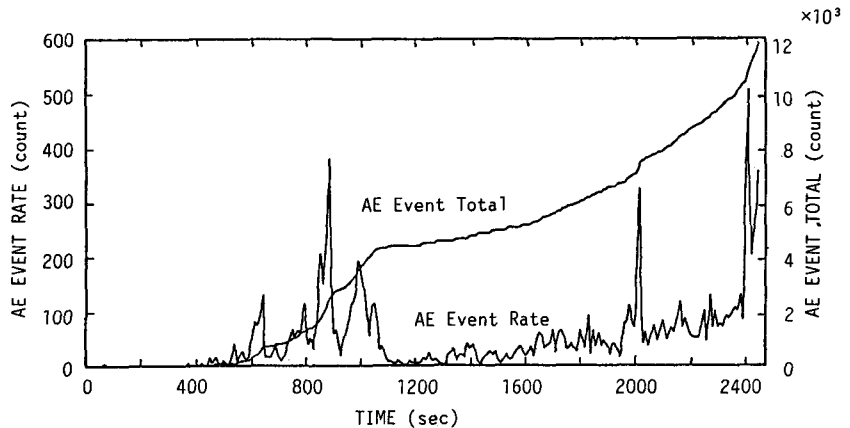


Fig.6 AE event rate and total at the initial hydrostatic pressure of 700 MPa of granite.

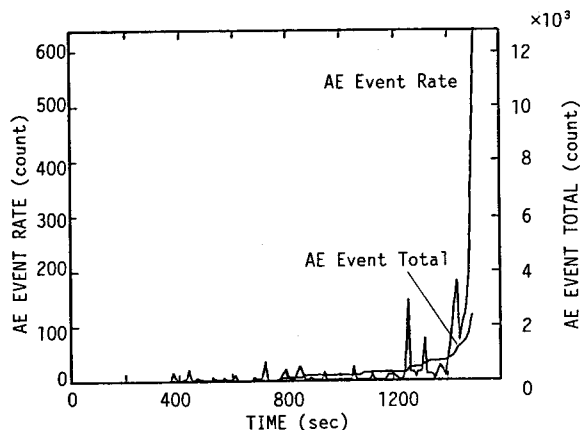


Fig.7 AE event rate and total at the initial hydrostatic pressure of 300 MPa of granite.

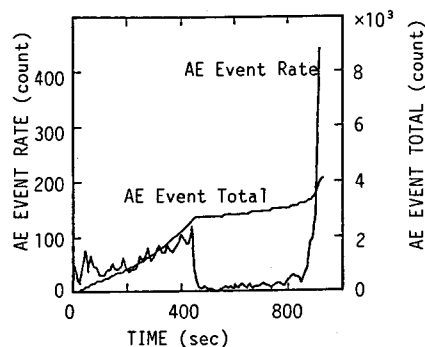


Fig.8 AE event rate and total at the initial hydrostatic pressure of 300 MPa of marble.

せん断応力が120MPaのときにコントラクタンシー挙動が明瞭となり (Fig.3を参照), そのときにA Eが急激に増加している (試験開始後800秒). このように, A Eの発生はダイレイタンシー挙動だけでなくコントラクタンシー挙動にも密接に関係しているが, 本来これらの挙動は異なった破壊様式に基づいているため, 異なったA Eが発生していることが予想される. その解明には今後, 波形解析などによって検討する必要があるだろう.

4. まとめ

本実験によって得られた結果をまとめると以下のようなものである.

- ・秋吉大理石は静水圧下350MPaで降伏するのに対して, 南源花崗岩は550MPaで降伏する.
- ・本花崗岩は, 初期静水圧500MPa以下で八面体せん断応力を増加させるとダイレイタンシー, 600MPa以上ではコントラクタンシー挙動を示す. 破壊曲面の形状から, これらの領域で破壊様式も異なることが予想される.
- ・A Eの発生は, まず静水圧下での降伏時に顕著になり, その後八面体せん断応力がある程度まで増加するまでは穏やかである. しかし, 破壊に達する直前に急激に増加する. この最終段階での急激な増加は, ダイレイタンシー, コントラクタンシーの両領域, また花崗岩, 大理石に共通に現れる.

参考文献

- 1) Sture, S. and C.S. Desai: Geotech. Test. J., ASTM, 2, 20~33 (1979)
- 2) 佐野 修ほか: 土木学会論文集, 400, 179~188 (1988)
- 3) 西田 正ほか: 九州大学生産科学研究所報告, 72, 5~14 (1980)
- 4) 西田 正ほか: 第17回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集, 56~60 (1985)
- 5) Hoek, E. and E.T. Brown: J. Geotech. Eng., ASCE, 106, 1013~1035 (1980)
- 6) Shimada, M.: Tectonophysics, 72, 343~357 (1981)
- 7) Kim, M.K. and P.V. Lade: Int. J. Rock Mech. & Mining Sci., 21, 21~33 (1984)
- 8) Shimada, M. et al.: Tectonophysics, 96, 159~172 (1983)