

不連続面を有する軟岩の破壊規準

京都大学防災研究所 ○足 立 紀 尚
京都大学大学院 森 田 栄 治

1. はじめに

軟岩といえども、実際の土木工事で対象となるのは地質分離面など、不連続面を含む岩盤である。ところで、ある岩石を対象とするとき、その岩石の遷移応力以下の拘束圧下で、三軸せん断により破壊し最終的に到達する残留強度状態は一つの破断面が生じ、それに沿ってすべてである状態である。換言すると、不連続面が岩石の力学挙動を完全に支配している状態にあると考えることができる。さらにこの場合、供試体内に生じる破断面の方向は最大主応力(圧縮応力)の作用方向に対し、最もすべり易い方向にあるから、この状態にあずる強度は不連続面を含有する岩盤の強度であるとしても、その下限値に対応するものであろう。すなわち、岩盤強度の下限値は岩石供試体の三軸試験で求める残留強度と一致するはずである。

図-1はこのことを模式的に表わしたもので、岩盤強度の上限が岩石の最大強度に、その下限が岩石の残留強度に対応し、岩盤強度は一般にその範囲にあることを示している。切断面をあらかじめ与えた供試体による先行研究²⁾で、この事実を確認したが、不連続面の方向と最大主応力作用面との成す角度によって、岩盤強度が図-1に示す範囲内どこかに変化するのを記述できる破壊規準を求めるには至らなかった。

そこで、本研究においては、先行研究²⁾と同様の実験を泥岩を用いて行ない、結果に基づき破壊機構を考察することによって、不連続面の方向と主応力作用面との成す角度をパラメータとする破壊規準を誘導した。

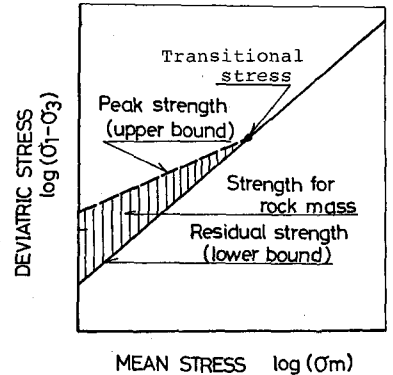


図-1. 岩石強度と岩盤強度

2. 実験と破壊形態

実験に用いた試料は水で飽和した泥岩である。供試体は直径5cm、高さ10cmの円柱形で、図-2に示すように軸荷重(最大主応力 σ_1)作用面に対して、種々の角度 θ をもった点線が表す切断面をダイヤモンドカッターで入れた供試体と切断面のない供試体(intact rock)を用いた。したがって、切断面は平坦で、滑らかな面である。なお、水で飽和した軟岩を対象とすることから、供試体を容器内で水浸させ、24時間以上サクションをかけて脱気を行ない飽和させた。実験は 1 kgf/cm^2 のバックプレッシャーを適用し、所定の側圧 $\sigma_3 = 1, 3, 6, 10, 20\text{ kgf/cm}^2$ で24時間等方圧密した後、はずり制御($\dot{\epsilon} = 0.02\%/min$)排水せん断試験として行った。

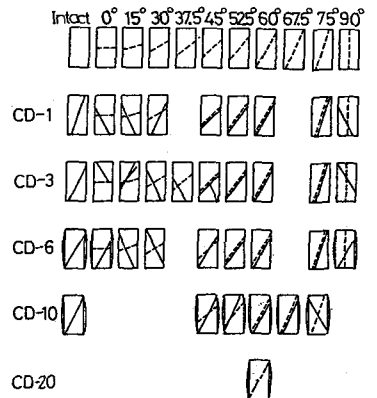


図-2. 切断面と破壊すべり面

破壊形態は図-2に示すように、既存の切断面に沿ってすべり破壊する場合と、切断面とは無関係に新たに破断面が生じるものに分かれる。なお、図中のCD-1は側圧 1 kgf/cm^2 の圧密排水試験を意味し、以下これに準じている。側圧が大きくなるにしたがって、供試体の変形は一つの切断面あるいは破断面に沿うすべり変形から、ジヤ構造の変形を示す内部構造の破壊を伴う変形へと変化する。また、 $\theta = 45^\circ$ の場合、CD-1、CD-3において、切断面に沿うすべり破壊であったものが、CD-6では新たに約 60° の破断面を生じ破壊する。すなわち、破壊形態は切断面の角度のけならず側圧の影響を受けることである。

3. 切断面の応力-ひずみ関係に及ぼす影響

図-3(a),(b)は側圧 $\sigma_3' = 1 \text{ kgf/cm}^2$ と $\sigma_3' = 10 \text{ kgf/cm}^2$ における軸差応力-偏差ひずみ関係と体積ひずみの変化を示している。ここに示すように、 10 kgf/cm^2 以下の側圧であると、破断面が新たに生じる場合は必ず軟化-硬化型の、切断面に沿うすべり破壊の場合は必ず軟化型の応力-ひずみ関係となる。しかしながら、図に示さないが側圧が 20 kgf/cm^2 と高圧になれば、 $\theta = 60^\circ$ の場合にのみ弾-完全塑性型の応力-ひずみ関係となる。

一方、側圧 $\sigma_3' = 1 \text{ kgf/cm}^2$ の体積変化をみると、破断面が新たに生じる場合は最大強度に達する直前に膨張を起し、その顕著なダイレイタシーを生じるが、既存の切断面に沿うすべり破壊の場合は体積膨張の度合は小さい。しかし、側圧が高くなるにつれ、両者の挙動の差は次第に減少する傾向を示す。

4. 破壊機構と破壊規準

既存の切断面が強度特性に及ぼす影響を考察してみる。既存の切断面以外に新たに破断面が生じる場合は破断面上に作用する垂直応力 σ とせん断応力 τ とを、既存の切断面に沿うすべり破壊の場合は切断面上に作用する σ と τ とを、最大強度時に残留強度時にそれぞれ求める。

図-4は結果を σ - τ 関係として示している。結果は意外だが、切断面の有無、切断面の角度にかかわらず、最大強度と残留強度時の2つの場合に分けられることが明らかである。次に、この関係をベクトル関係で表わしこれから図-5を調べる。図において、最大強度及び残留強度双方に

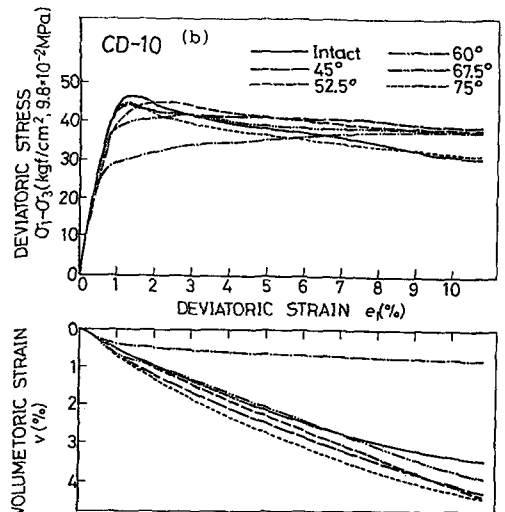
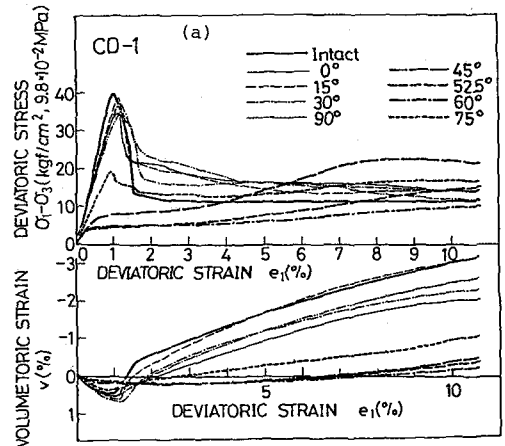


図-3. 応力-ひずみ関係と体積ひずみの変化
(a)側圧 $\sigma_3' = 1 \text{ kgf/cm}^2$, (b)側圧 $\sigma_3' = 10 \text{ kgf/cm}^2$

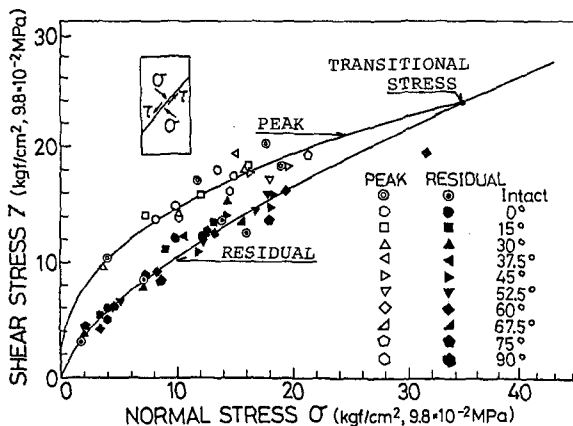


図-4. 既存の切断面と新しく破断面上の垂直応力 σ とせん断応力 τ の関係

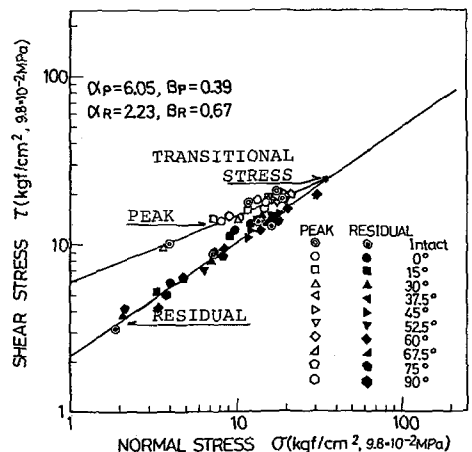


図-5. 既存の切断面と新しく破断面上の垂直応力 σ とせん断応力 τ の関係の両対数表示

対し、直線関係が認められるから、 $\sigma_1 - \sigma_3$ に関する破壊規準はべき関数で表わされ、次式で与えられる。

(a). 最大強度

$$(\tau/\sigma'_1) = \alpha_p (\sigma'_1/\sigma'_3)^{\beta_p} \quad ; \quad \sigma'_1 < \text{遷移応力} \quad (1)$$

$$(\tau/\sigma'_1) = \alpha_R (\sigma'_1/\sigma'_3)^{\beta_R} \quad ; \quad \sigma'_1 > \text{遷移応力} \quad (2)$$

(b). 残留強度

$$(\tau/\sigma'_1) = \alpha_R (\sigma'_1/\sigma'_3)^{\beta_R} \quad (3)$$

ここに、 σ'_3 は単位応力 $= 1 \text{ kgf/cm}^2$ 、 $\alpha_p, \beta_p, \alpha_R, \beta_R$ は強度定数で、各岩石に対する値を図5中に与えている。

大草³⁾手法を準用して、切断面を有する材料の破壊機構を検討する。大草をほじめ、この種の検討には Mohr-Coulomb の規準を最大及び残留強度規準に従来用いているが、式(1)~(3)のべき関数型の規準を適用するとこの、本研究の特色がある。

図-6はある側圧 σ'_3 に対するせん断過程を Mohr の応力円 I~IV で示している。せん断が進むと、Mohr の応力円は II の状態で残留強度線に接する。

このとき、もしも供試片が角度 θ_H の切断面を有しているとき、この応力状態で供試片は切断面に沿ってすべり破壊を生じるが、*intact rock* は θ_H 以外の角度の切断面をもつ供試片は破壊しない。したがって、*intact rock* と角度 θ_H 以外の切断面をもつ供試片はさらに応力は増加して、III の状態に達する。この状態で、供試片が角度 θ_{H1} の切断面を有しているとき、切断面に沿うすべり破壊が始まるが、この角度の範囲内の切断面をもつ供試片はこれまでにすべり破壊していることになる。この応力状態で、既存の切断面に沿うすべり破壊を生じない場合、応力はさらに増加して、応力円 IV の状態で最大強度線に接する。角度 θ_{H1} と θ_{H2} の範囲内の切断面を有する供試片はこの応力状態に至るまでに、切断面に沿うすべり破壊を生じているが、それ以外の角度をもつ供試片と *intact rock* は θ_{H0} の角度の破断面が新たに生じ破壊することになる。したがって、ある側圧 σ'_3 において、切断面に沿うすべり破壊を生じる切断面の角度は $\theta_{H1} < \theta < \theta_{H2}$ となるが、最大強度線及び残留強度線は曲線で、かつ平行でないからすべり破壊を生じる切断面の角度の範囲は側圧とともに変化することになる。

図-7は $\theta_{H1} = \theta_1$ 、 $\theta_{H2} = \theta_2$ 、 $\theta_{H0} = \theta_0$ として、それらが側圧とともにどのように変化するかを示すが、切断面に沿うすべり破壊を生じる切断面の角度は側圧の増大とともに狭い、次いでその範囲を狭めることが明らかである。図には実験結果を示しており、黒印は既存の切断面に沿うすべり破壊を、白印は新たな破断面を生じて破壊する場合を表すが、一般に図-6で説明した破壊機構が成立するといえる。例えば、 $\theta = 45^\circ$ の切断面をもつ供試片に対しては、側圧 $\sigma'_3 = 1$ 、 3 kgf/cm^2 の場合、切断面に沿うすべり破壊であるが、側圧が 6 kgf/cm^2 となると新たな破断面を生じる破壊となり、限界線 θ_1 はほぼこの傾向を説明できる。

図-8は新たに生じる破断面の角度 θ_0 が側圧によつて、

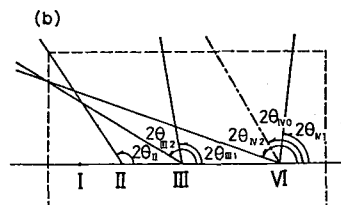
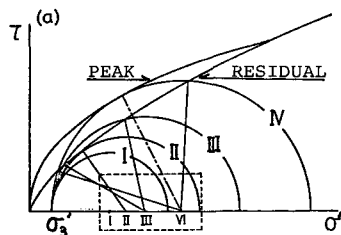


図-6. Mohr の応力円で表わしたせん断過程、(a)破壊線と Mohr の応力円、(b) Mohr の応力円中心部の拡大図

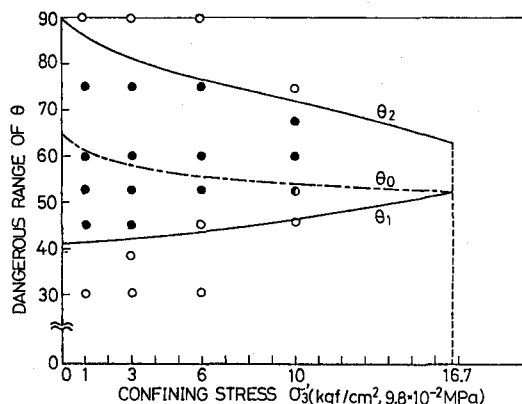


図-7. すべり破壊を生じる切断面の角度の側圧による変化

いかに変化するかと実験結果とともに示している。

破壊規準は $\sigma \sim \tau$ 関係以外に、図-2のよう軸差応力 $(\sigma_1 - \sigma_3)$ と平均有効応力 σ_m' との関係で与えられることも、すなわち $(\sigma_1 - \sigma_3)/2 \sim (\sigma_1 + \sigma_3)/2$ の関係で与えられることもある。式(1)~(3)の破壊規準を $(\sigma_1 - \sigma_3)/2 \sim (\sigma_1 + \sigma_3)/2$ の関係として書き改めると次式が求まる。

(a). 角度 θ の切断面に沿うすべり破壊が生じる場合、

(最大強度=残留強度)

$$(\sigma \sin 2\theta / 2\sigma_m')^{1/\beta_R} = \alpha_R (\sigma_m' / \sigma_m' + \sigma \cos 2\theta / 2\sigma_m') \quad (4)$$

(b). 切断面に垂直なく、新しい角度 θ_0 の破断面が生じる場合、

(最大強度)

$$(\sigma \sin 2\theta_0 / 2\sigma_m')^{1/\beta_P} = \alpha_P (\sigma_m' / \sigma_m' + \sigma \cos 2\theta_0 / 2\sigma_m') \quad (5)$$

(残留強度)

$$(\sigma \sin 2\theta_0 / 2\sigma_m')^{1/\beta_R} = \alpha_R (\sigma_m' / \sigma_m' + \sigma \cos 2\theta_0 / 2\sigma_m') \quad (6)$$

ここに、 $\sigma = (\sigma_1 - \sigma_3)$, $\sigma_m' = (\sigma_1 + \sigma_3)/2$, $\sigma_m' =$ 単位応力 $= 1 \text{ kgf/cm}^2$ である。

図-9は式(4)~(6)に強度定数を代入して求める各種角度 θ の切断面をもつ供試体の最大強度線を与えているが、いずれも太い実線である intact rock の最大強度線と残留強度線が中間に位置することがわかる。

図-10は図-9の両対数表示であって、図-1に対応している。

5. おわりに

以上の議論で求める結論は Mohr の破壊に対する考えに立脚し、 $\sigma \sim \tau$ 関係の破壊規準を求めれば、岩石、岩盤にかかわらず、最大強度と残留強度の $\sigma \sim \tau$ で表わすことが出来る。他方、軸差応力と平均応力の関係の破壊規準を求めると、図-10に示したように、岩盤強度は岩石の最大強度を上限値に、残留強度を下限値にとり、一般には不連続面の主応力面と成す角度によって、その中間に位置するものである。

参考文献

- 1). 足立紀尚, 小川豊和, 堆積軟岩の力学特性と破壊規準, 土木学会論文報告集, No. 295, pp. 51-63, 1980.
- 2). 足立紀尚, 林 正之, 軟岩の力学特性に及ぼす不連続面の影響, 土木学会論文報告集, No. 305, pp. 97-110, 1981.
- 3). Okusa, S., Strength and Earth Pressure of Rock with Weak Plane, Soils and Foundations, Vol. 8, No. 1, pp. 69-79, 1968.

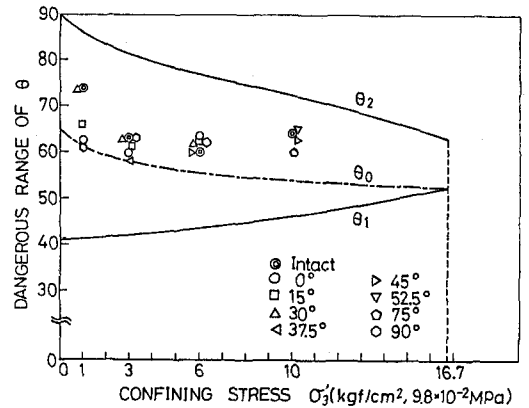


図-8. 新たに生じる破断面の角度の側圧 σ_3 の変化

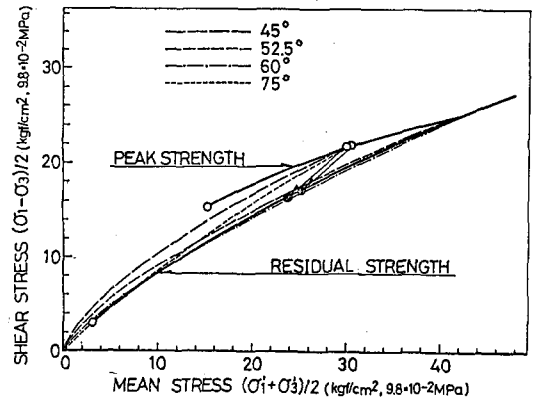


図-9. $\sigma/2 \sim \sigma_m'$ 関係における intact rock の最大、残留強度と切断面をもつ供試体の最大強度

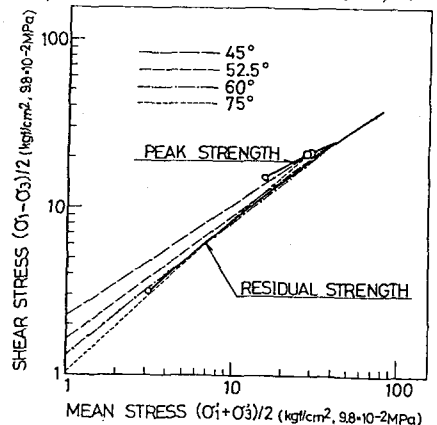


図-10. 図-9の両対数表示

Toshihisa ADACHI
Eiji MORITA
(Kyoto University)

Even for soft rocks, material actually considered in civil engineering projects is the rock mass with discontinuous planes, such as fissures and joints. It is less possible that an intact rock itself is of interest. After the rock specimen fails under confining pressure lower than the transitional stress of the rock, it reaches the residual strength state with further shear deformation. A single shear plane occurs, and the specimen is sliding along this plane. In other words, the residual strength state may be considered to reflect the case where the mechanical behavior of the material is entirely dominated by discontinuous plane. Furthermore, the failure plane which occurs in the specimen is in the easiest direction for failure to occur to the direction of maximum principal stress. Therefore, the strength in this stage may coincide with the maximum strength of the rock mass with discontinuous planes. Namely, the lower bound of the rock mass strength should coincide with the residual strength obtained by the triaxial test. This is schematically illustrated in Fig.1. It can be also seen that the upper bound of the rock mass strength corresponds to the peak strength of intact rock, whereas the lower limit is bounded by the residual strength, and the rock mass strength in the field lies at least within these limits.

In the previous study, this point of view for the rock mass strength was confirmed by conducting the tests on specimens each of which had a pre-cut plane. However, we did not obtain the definite failure criterion that was able to explain where the rock mass strength lay in the range given in Fig.1 due to the angle between the direction of discontinuous plane and the maximum principal stress plane.

In this study, by carrying out the similar triaxial tests with a mud stone, a failure criterion was derived for soft rock with discontinuous planes based upon the angle between directions of discontinuous plane and of principal stress plane as a parameter.

As shown in Fig.2, the failure configurations were divided into two categories, namely, in the first one failure took place by sliding along the pre-cut plane, while in the second a new sheared off plane other than pre-cut plane developed by failure. In order to make clear the failure mechanism and to derive the failure criterion for the material with discontinuous plane, first of all for the case of sliding failure along the pre-cut plane the effective normal stress σ' and shear stress τ acting on the plane are obtained at both the peak and residual strength states, respectively. Similarly, for the case of new sheared off plane developed by failure σ' and τ acting on the plane are also calculated at both strength states. Data were plotted on log-log scale paper to obtain a failure criterion for both the peak and residual strengths in Fig.5. It is seen in the figure that each relation for the peak and residual strengths is expressed by a straight line. Based upon the aforementioned results, new failure criterion represented by the relationship of σ' and τ is given by Eqs.(1)-(3). It can be said that in the case when the strength criterion for soft rock expressed by the relationship between σ' and τ , it is good enough to give two relations for each of the peak and residual strength states irrespective of intact rock or rock mass.

By using thus obtained failure criterion, the failure mechanism of specimen with pre-cut plane is discussed by using Fig.6. As the results, it is found that sliding failure along pre-cut plane would occur only when the angle of the plane θ lies between θ_1 and θ_2 . However, the range of angle decreases with the increase of confining pressure level since the peak strength line is not parallel to the residual strength line when the confining pressure is less than the transitional stress of the material. Fig.7 makes the comparison of thus obtained bounded angles with the experimental results. And it can be said that the failure mechanism discussed in Fig.6 well explain the experimental evidences.

When the failure criterion is expressed by the relationship between stress deviator $q = (\sigma_1 - \sigma_3)/2$ and mean effective normal stress $\sigma'_n = (\sigma'_1 + \sigma'_3)/2$, it can be seen that the upper bound of the rock mass strength corresponds to the peak strength of intact rock, while the lower limit is bounded by the residual strength as shown in Fig.10.