

3. 岩石の変形・強度特性

3.1 緒言

2章では、1軸や3軸圧縮試験などの岩石の標準的な試験によって供試体にどのような応力・ひずみ状態が現れるかについて説明した。本章では、これらの岩石の標準的な試験で得られる岩石の変形・強度特性について述べる。岩盤を構成する基質部が岩石であるが、岩盤のもう一つの構成要素である不連続面の強度・変形特性とそれらを調べる試験方法については4章で述べる。基質部と不連続面から成る岩盤の強度・変形特性については5章で述べる。

岩盤ならびにその構成要素である岩石、不連続面の変形・強度特性は、岩盤構造物の合理的な設計・施工をする上で、あるいは岩盤で発生する力学的な現象を解釈する上で、最も基本的な資料になる。

3.2 岩石の変形・強度特性を試験するための1軸・3軸試験について

これらの試験によって供試体に発生する応力・ひずみ・変位については既に2章で説明した。ここでは、軸荷重を供試体に負荷する装置などについて補足的に説明する。

強度や変形特性は載荷速度に依存するので、試験に際しては載荷速度などの載荷条件を記載する。供試体が破断するに至るまでの全過程において所定の載荷速度を維持するには、剛性の大きなサーボ制御付きの載荷装置を用いる必要がある。

試験に際しては、載荷応力、変形（ひずみ）の他に、必要に応じて、AE信号、弾性波速度などを計測する。載荷応力を測るロードセルは供試体よりも十分に剛性が高いものを使うようにし、なるべく供試体に近い場所に置く。ひずみの測定方法については2章で説明した。

3.3 1軸圧縮試験で得られる岩石の変形・強度特性

3.3.1 1軸圧縮試験下の岩石の変形挙動

図3.1は岩石の1軸圧縮試験で得られる軸応力(σ)－軸ひずみ(ϵ_z)、軸応力(σ)－周ひずみ(ϵ_θ)線図の典型的な例を示したものである。各載荷過程毎に、応力・ひずみ挙動を説明する。

(1) 軸応力 σ が最大値 σ_{\max} に達する以前 :

応力-ひずみ線図は、ほぼ直線となる。軸応力-軸ひずみ線図の傾きからヤング率 E が $d\sigma/d\varepsilon$ として求まり、同一の応力レベルにおける軸ひずみと周ひずみの比としてポアソン比 ν が得られる。

$$E = d\sigma / d\varepsilon$$

$$\nu = | \varepsilon_{\theta} / \varepsilon_z | \quad (3.1)$$

(2) 軸応力 σ が最大値 σ_{\max} に近づき到達する段階 :

応力が増し、最大値に近づくにつれて、軸応力-周ひずみ線図はもとの直線からずれるようになり (点B)、応力増加に対する周ひずみの増加の割合が増す。また、体積ひずみ ε_v は、応力レベルが低いときには縮みであったものが、膨張に転じる。体積ひずみが膨張する現象はダイラタンシー (dilatancy) 現象と呼ばれ、岩石に特徴的である。この体積膨張は、載荷応力が増すにつれて岩石内部に元々存在する微少なき裂が次々に破壊しその先端から新たな開口き裂が生じるために起こる。したがって、顕著な体積膨張は、岩石内部で微小き裂の破壊する頻度が高まっていることを意味し、これらのき裂が合体してより大きなき裂へと成長し、破断面が生じる前触れを示している。なお、微小き裂の発生はAE (微小破壊音の発生、acoustic emission) の観察によって検出できる。

中硬岩あるいは硬岩を供試体とし、かつ通常の試験機を使用していれば、荷重が最大値 σ_{\max} に達すると同時に ($\sigma_c = \sigma_{\max}$ を一軸圧縮強度という)、供試体は激しい音を出して破裂し、破片が四散する。剛性の高い試験機を用い、一定のひずみ速度制御で試験すると、応力が最大値に達した以降も岩石の変形過程を追跡することができる。応力が最大値に達したときの横ひずみ ε_{θ} は一定の値 ε_{TC} になる (符号は-)。この値は3軸試験で封圧が変わってもあまり変わらない。

$$\varepsilon_{\theta} (\sigma = \sigma_{\max} \text{ のとき}) = - \varepsilon_{TC} \quad (3.2)$$

(3) 軸応力 σ が最大値 σ_{\max} に達した以降に低下する段階 :

軸応力 σ が最大値に達した以降もひずみ速度一定などの条件を保つように載荷を制御した場合には、横ひずみ (の伸び) は引き続き増大しながら軸応力は減少する。軸ひずみは増大するのが普通であるが、硬岩では、減少するものもある。この過程では、岩石内部で亀裂が不安定に成長しており、やがて巨視的な破面が形成され、それが供試体を貫通した時点で応力 (強度) は0になる。

3.3.2 破面

破面には、次のいずれかが認められる。

(1) せん断破面 : 最大主応力の方向に対して 30° 前後の角度をなす破面は、せん断破面と呼

ばれる（図 3.2 a）。断層は天然のせん断破面と考えられる。

(2)縦割れ：軸に平行な縦割れと呼ばれる引張型の破面が入ることがある（図 b）。シーテングは天然の縦割れと考えられる。

両者の内で、せん断破面の方が普通に見られる。

3.3.3 载荷速度の影響

一般に、強度 σ_{\max} (σ_c) は、载荷速度 ($d\sigma/dt$) の影響を受け、速度が大きいと強度も増加する。無限に遅い速度の下で得られる強度については確認されていないが、相当に小さい値になることは間違いない。

3.4 一軸引張状態下の強度特性

岩石供試体を軸方向に引張る試験を一軸引張試験という（図 c）。この試験で、供試体の中に一様な一軸引張応力状態を作り出したり、供試体の中央で破断させることは技術的に難しいので、引張強度を評価する簡易な方法としてしばしば圧裂試験と呼ばれる方法が用いられる。両者を比べると、得られる引張強度値 σ_t に差がないことがわかっている。圧裂試験は、長さが径に等しい円柱形供試体を図 3.2 d のように一軸圧縮する試験である。供試体が弾性体であれば着力点 A B を結ぶ（矩形の）面上には次の(3.3)式で表される引張応力 σ が一様に分布する。供試体が面 A B に沿って割れたことを確認し、次式によって引張強度 σ_t を評価する。

$$\sigma_t = -2P_{\max}/(\pi dl) \quad (3.3)$$

P_{\max} : 最大荷重値、 d : 供試体の径、 l : 供試体の長さ

引張強度は圧縮強度 σ_c よりかなり小さく、両者の比 σ_t/σ_c は 1/8～1/10 程度になる。引張破面は引張応力の方向に対して垂直に入る（図 3.2 c, d）。

3.5 3 軸圧縮試験で得られる岩石の変形・破壊特性

3.5.1 応力－ひずみ線図

岩石の岩石の 3 軸圧縮試験においては、通常、図 3.4 a に示すような载荷経路が採用される。すなわち、最初は軸圧 σ と封圧 p が同じ大きさになるように、つまり $\sigma = p$ を保ちながら負荷し、封圧 p が所与の値に達したならば、この値を保ったまま、今度は軸圧だけを増大させる。このような試験は、封圧 p の下での 3 軸試験と呼ばれる。

図 3.3 は、封圧 p の下で岩石の 3 軸圧縮試験をして得られる典型的な応力－ひずみ線図

を示したものである。線図のOAは、封圧が p に達するまでの載荷過程、AB C D Fはそれ以降の過程に対応している。軸圧が最大値に達する前の過程は破壊前（pre-failure）、達した後の過程は破壊後（post-failure）といわれる。図3.1、3.3を比較すればわかるように、応力-ひずみ線図の形は3軸試験と1軸圧縮試験で大差ない。

破壊後過程の途中で（図の点D）、軸圧を除荷すると、図に示すように、線図O A B Cに平行な線図を描き、軸圧の減少とともに軸ひずみも減少する（D Eの過程）。完全に除荷した場合にも、ひずみは完全には消えず、何がしかの大きさのひずみが残る。このひずみは残留ひずみと呼ばれる。この残留ひずみ ε_{res} は回復しないひずみであり、岩石はこの大きさだけ損傷を受け、永久に変形した（寸法や形状が元と変わった）ことを示している。再載荷すると同じ線図を辿って応力・ひずみが増加するが、元の状態Dに達すると、それ以降は線図D F上を進む。以上のことから、除荷時には弾性的な挙動をすること、しかし強度は低下したままであることがわかる。破壊後過程は、ひずみの増加とともに、強度が低下し岩石内部の損傷が進む過程である。

破壊後過程では、軸ひずみの増加とともに軸圧は残留強度といわれる値 σ_{res} に漸近する。応力が残留強度に達した以降の状態は残留強度状態と呼ばれる。この状態時には、供試体には図3.2 aに示すような巨視的なせん断破面が入っているので、残留強度は破面の強度であるといえる。

以上述べたように、軸圧が最大値に達した辺りから岩石内部で破壊が進行し始め、残留強度状態に達した時点で、巨視的な破面が形成される。

応力(σ)-周ひずみ(ε_{θ})線図をみると、破壊後状態に入る少し前から、応力の増分に対する周ひずみの増加割合が増え、ダイラタンシが生じる。3主応力ともすべて圧縮という条件の下でもダイラタンシ現象が現れることは注目される。

軸圧が最大値 σ_{max} になったときの周ひずみ ε_{θ} は-（伸び）になり、その絶対値 ε_{TC} は、封圧によらず、封圧 $p=0$ の一軸圧縮試験で得られる周ひずみの絶対値 ε_{TC} も3軸試験時の値とほぼ同じになる。また、圧裂試験で供試体の破面になる予定面上の直ひずみに関して、弾性理論に基づき荷重が最大値のときの絶対値を求めると、 ε_{TC} に近い値が得られる。

注目しているひずみ ε_{θ} は最小主ひずみ ε_3 であることに注意すれば、以上の知見は次のように整理できる。岩石の場合、応力が最大値をとる（破壊する）ときの最小主ひずみ ε_3 は負となり、一定値 $-\varepsilon_{TC}$ を取る（(3.2)式参照）。

3.5.2 封圧効果

3軸試験で得られる最大値 σ_{max} は封圧 p の関数になっており、封圧の増加とともに、最大値も増加する。同様の特性は、残留強度 σ_{res} と封圧の間にも認められる。これを封圧効果

という。金属の場合には降伏強度は封圧に依存しないので、強度の封圧効果は岩石などの限られた材料にのみ認められる強度特性であるといえよう。

3.6 破壊条件

3.6.1 $\sigma - \tau$ 座標で表示した破壊条件

所与の封圧 p の下での 3 軸試験の載荷過程において、軸圧が最大値 σ_{\max} を取るまでのいくつかの応力状態を応力のモール円で示したのが図 3.4 (b) である。途中の応力状態に対応するモール円は、すべて軸圧が最大値をとるときのモール円 (円 C) の内側に入っている。

応力が最大値に達する前は破壊していない。したがって、 $\sigma - \tau$ 座標に、岩石内部の任意の面に作用する応力 (σ, τ) を表した点が、円 C の内部にあればそこでは破壊の状態にならないといえる。

封圧 p を幾通りか変えて最大応力値 σ_{\max} を求め、各封圧に対応する最大のモール円 D を示したのが図 3.5 a である。図には、これらのモール円の包絡線も示されているが、この線は上記の考察から次のような物理的な意味のあることがわかる。すなわち、岩石内の任意の面に作用する応力 (σ, τ) がこの線の内側に入っていれば、その面は破壊の状態にない。応力 (σ, τ) がこの線上にあれば、破壊直前の状態になっている。また、応力 (σ, τ) はこの線より外側の状態は取り得ない。この包絡線は破壊限界線、この線を表す関数 $f(\sigma, \tau)$ は破壊条件と呼ばれる。

直応力 σ が圧縮の領域では、岩石の破壊条件は次式のような (σ, τ) の一次関数で近似できることがわかっている。

$$\begin{aligned}\tau &= c + \tan \phi \cdot \sigma \\ \tau &= -c - \tan \phi \cdot \sigma\end{aligned}\tag{3.4}$$

2 つの定数 c 、 ϕ は、岩石の強度特性を規定する指標で、 c は粘着力 (直応力 0 の下でのせん断強度)、 ϕ は内部摩擦角と呼ばれる。このような破壊条件を表す一次関数は、モールクーロン (Mohr-Coulomb) 式と呼ばれる。

いまモール円が破壊限界線に接しているとし、接点を (σ^*, τ^*) とする。応力 (σ^*, τ^*) が作用している面で破壊が発生するので、これが破面になる (図 3.5 b 参照)。このとき、破面が最大主応力 σ_1 の作用方向となす角度 α (これを破断角という) は次のようになる。

$$\alpha = \pi/4 - \phi/2 \quad \text{または} \quad \alpha = 3\pi/4 + \phi/2\tag{3.5}$$

破断角または破断面は、破壊条件式が 2 つある ((3.4) 式参照) ことに対応して 2 つ存在す

る。2方向の破断面は互いに共役であるという（図3.2 a 参照）。載荷試験後の岩石供試体には共役なせん断面がしばしば観察できるし、また、地層中にもみられる。

残留強度を規定する条件も、応力の最大値と同様に、次のような一次式で表される。

$$\begin{aligned}\tau &= c_r + \tan \phi_r \cdot \sigma \\ \tau &= -c_r - \tan \phi_r \cdot \sigma\end{aligned}\quad (3.6)$$

ここに、 c_r 、 ϕ_r は定数で、 c 、 ϕ とは次のような大小関係がある。

$$0 \leq c_r \leq c, \quad 0 \leq \phi_r \leq \phi \quad (3.7)$$

3.6.2 主応力で表示した破壊条件

いま、最大・最小主応力（ σ_1 、 σ_3 ）が破壊条件を満たしているものとする。この場合、上述のように、法線が σ_1 の向きから反時計周りに β だけ向いた面の応力状態（ σ 、 τ ）が(3.4)式で与えられる破壊条件を満たす。

ここに、 β は破面の法線であるから、(3.5)式で与えられる向き α より $\pi/2$ だけ小さい。

$$\beta = -\pi/4 - \phi/2 \quad \text{または} \quad \beta = \pi/4 + \phi/2 \quad (3.8)$$

破面上の応力（ σ 、 τ ）は、次式で与えられる。

$$\begin{aligned}\sigma &= (\sigma_1 + \sigma_3)/2 + \{(\sigma_1 - \sigma_3)/2\} \cos 2\beta \\ \tau &= -\{(\sigma_1 - \sigma_3)/2\} \sin 2\beta\end{aligned}\quad (3.9)$$

(3.9)式で与えられる応力（ σ 、 τ ）を破壊条件である(3.4)式に代入すると、次式が得られる（ただし、 $0 < 2\beta < \pi$ とする）。

$$\begin{aligned}-\{(\sigma_1 - \sigma_3)/2\} \sin 2\beta &= -c - \tan \phi [(\sigma_1 + \sigma_3)/2 + \{(\sigma_1 - \sigma_3)/2\} \cos 2\beta] \\ -\{(\sigma_1 - \sigma_3)/2\} \cos \phi &= -c - \tan \phi [(\sigma_1 + \sigma_3)/2 - \{(\sigma_1 - \sigma_3)/2\} \sin \phi] \\ \{\cos \phi - \tan \phi (1 - \sin \phi)\} \sigma_1 &= 2c + \{\cos \phi + \tan \phi (1 + \sin \phi)\} \sigma_3 \\ \sigma_1 &= 2c \cos \phi / (1 - \sin \phi) + \{(1 + \sin \phi) / (1 - \sin \phi)\} \sigma_3\end{aligned}\quad (3.10)$$

問題：破壊特性値（ c 、 ϕ ）が与えられたとき、一軸圧縮強度 σ_c を求めなさい。

解： σ_c は(3.10)式において $\sigma_3=0$ のときの σ_1 の値として与えられる。したがって、

$$\sigma_c = 2c \cdot \cos \phi / (1 - \sin \phi)$$

3.7 真3軸試験結果とせん断破面の走向

真3軸試験とは、供試体に互いに異なる3主応力を載荷する試験をいう。この試験によって中間主応力が強度・変形特性に与える影響を明らかにすることができる。岩石の真3軸試験結果、以下の諸点が明らかになっている。

(1)中間主応力は破壊条件にはあまり影響しないので、破壊条件は通常の3軸試験の結果を基に決定して差し支えない。

(2)破壊形態も通常の3軸試験で得られるのと同じである。ただし、せん断破面の走向は中間主応力の向きに平行になる(図3.6 a)。

この知見を断層生成時の地圧応力状態にあてはめることにより、図3.6に示すように、3種の断層が生成したときの主応力の向きを推定することができる。大規模な断層は横ずれ断層が多い。また、活断層には逆断層や横ずれ断層が多い。これらの断層の生成時における最大主応力の向きは水平面内にあるが、この応力はプレート運動によって供給され、それが現在も続いているために断続的にすべるものと考えられる。

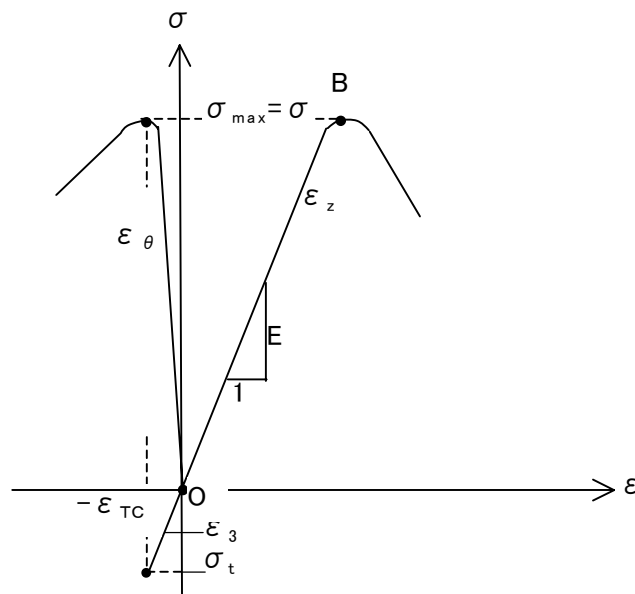


図3.1 1軸試験で得られる岩石の応力-ひずみ線図

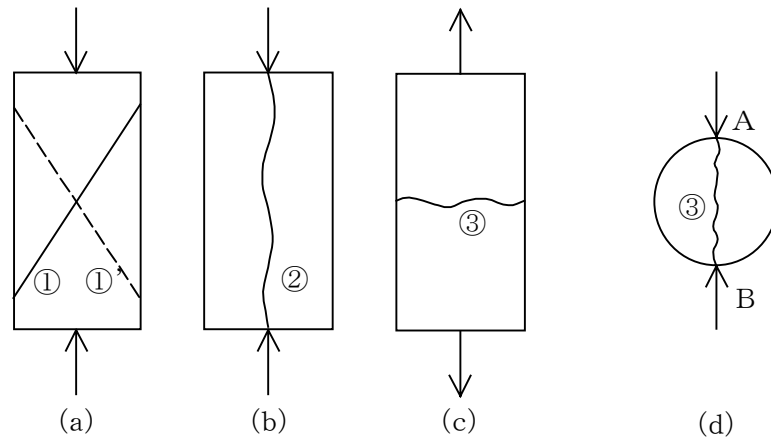


図 3.2 岩石の破断面。a、bは一軸圧縮応力下、cは一軸引張、dは圧裂载荷で得られる破面を示す。①せん断面、①' 共役なせん断面 ②縦割れ ③引張破面

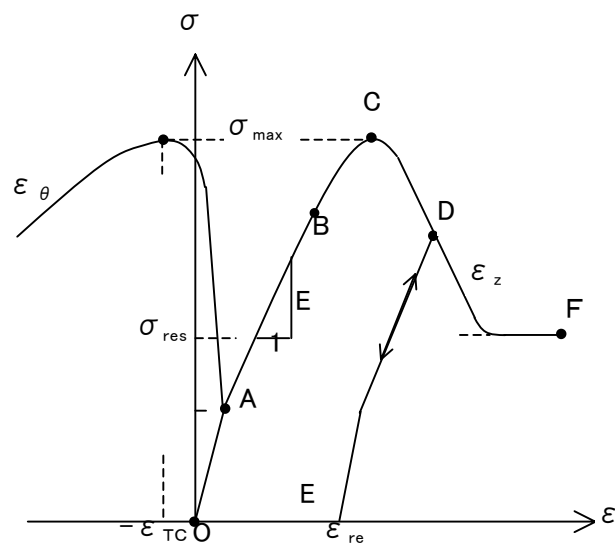


図 3.3 岩石の 3 軸圧縮試験で得られる応力-ひずみ線図

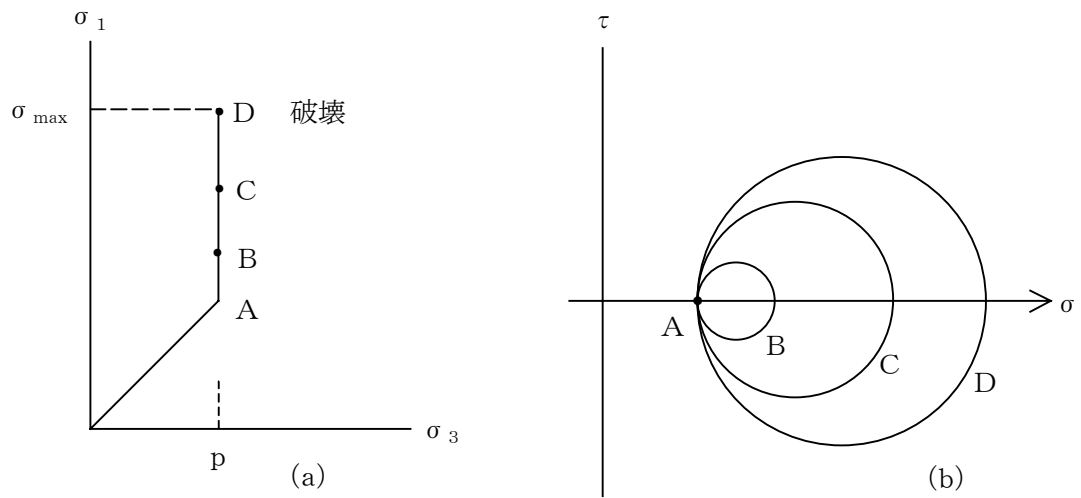


図 3.4 3 軸載荷に伴う応力状態の変化。(a) は主応力座標($\sigma_3 - \sigma_1$) に表示、
(b) は対応する応力のモール円。

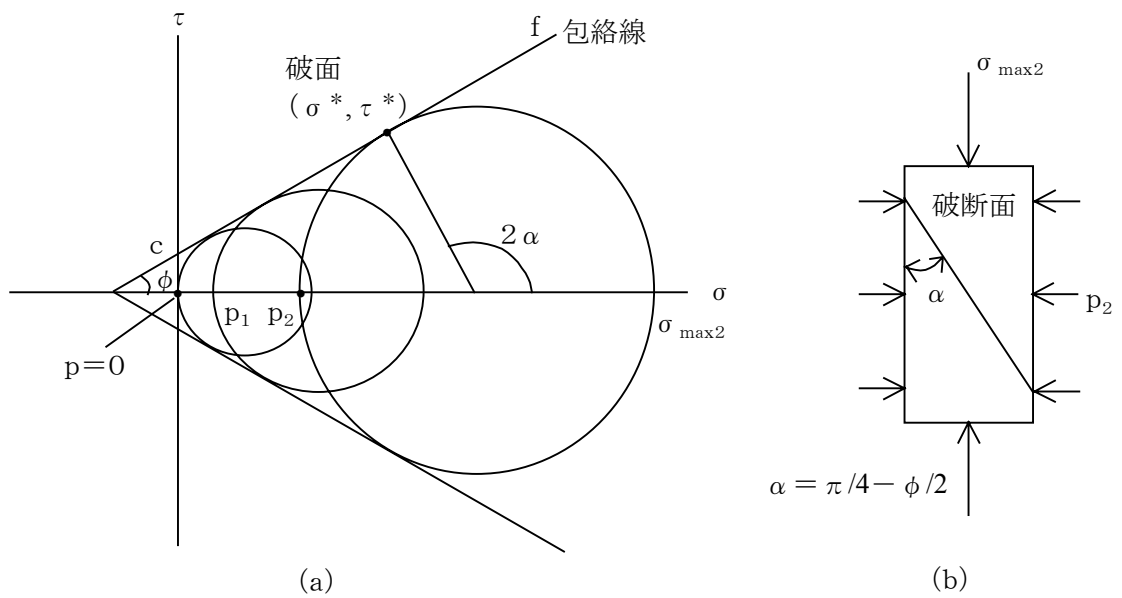


図 3.5 破壊限界線 f と破断面 α

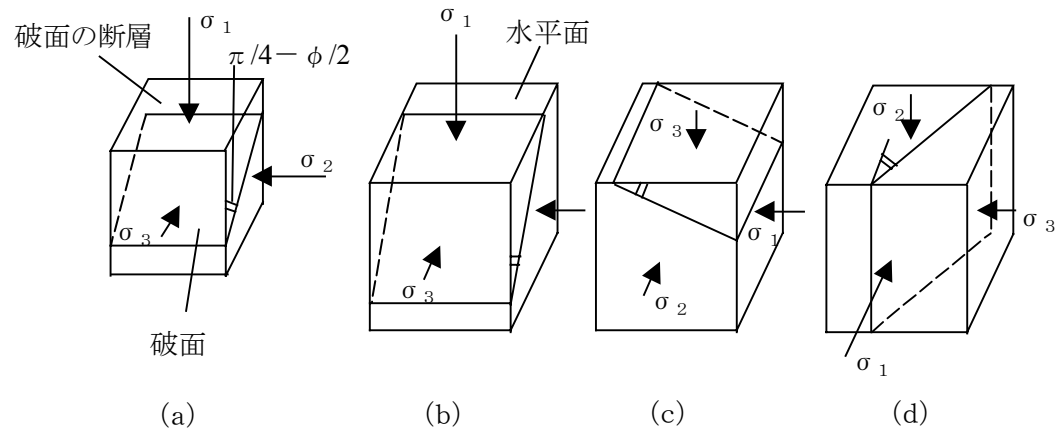


図 3.6 破断面と主応力の関係 (b) 正断層 (e) 逆断層 (d) 横ずれ断層