

4. 不連続面と岩盤の変形・強度特性

4.1 はじめに

不連続面は基質部より強度や剛性が相当に小さい。両者の差異は、硬岩の方が軟岩より大きいので、硬岩の強度・変形特性は不連続面の性質に支配される。本章ではまず、不連続面の強度・変形特性を調べる試験法とそれによって得られる知見について述べる。

次に、1～数枚の不連続面の存在が岩盤の強度に及ぼす影響について簡単なモデルを用いて検討し、不連続面を含む岩盤の強度・変形特性を明らかにする。

4.2 （単一の）不連続面の変形・強度特性とその試験法

4.2.1 不連続面の強度と破壊

不連続面の強度に関しては、不連続面に作用する平行なせん断応力に対する抵抗力がどの程度であるか、すなわち、せん断強度が応用上重要である。このせん断強度は、岩石と同様に、面に垂直作用する圧縮応力の関数になっており、圧縮力に応じて強度が増加する。不連続面に作用する応力が強度以下であれば、変形は僅かであり、弾性的に挙動すると仮定しても差し支えない。変形の容易さは剛性によって表現できる。応力が強度に達すると、せん断応力を受けている場合には、（残留）強度に等しい応力の作用の下でいくらかでも（相対的な）変位をする。なお、不連続面は、面に垂直に作用する圧縮力に対しては強いが、引張力にはほとんど抵抗できない。

4.2.2 不連続面の変形強度特性を求める標準的な室内試験法

不連続面の変形・強度特性を求める標準的な試験法として、図4.1 aに示すような一面せん断試験法がある。この試験では、中央に1枚の不連続面を含む直方体状（または円柱状）の供試体（図4.1 b参照）を用意し、これを上部と下部の2つから成る鋼製のせん断箱の中に入れる。供試体がせん断箱にしっかりと固定されるように、供試体と箱の内側の隙間はモルタルなどで充填する。上下のせん断箱の相対する部分には隙間があり、ここに不連続面がくるようにする。

載荷は次のようにする：供試体に所与の大きさの垂直圧（ σ ）を負荷した後一定に保ったまま、ずれ変位速度一定の条件下でせん断応力（ τ ）を負荷する。外部から作用するせん断荷重の大部分

は不連続面に作用し、それによって不連続面が相対的なずれ変位を起こす。載荷時には、このずれ変位 μ と不連続面の上下面の相対的な垂直変位 v とを測定する。図 d₁, d₂ は、せん断応力を負荷するときに得られる線図（ $\tau - \mu$ 線図、 $\tau - v$ 線図）を示したもので、図に示すように、せん断応力の負荷に伴い、ずれ変位 μ のみならず垂直変位 v も発生する。 $\tau - \mu$ 線図における立ち上がり部の直線部の傾としてせん断剛性 K_s が評価される。この剛性は垂直応力 σ が大きくなると増す傾向がある（図 d₂）。垂直応力 σ が小さいと、垂直変位はずれ変位の増大につれて垂直方向に上昇する、つまり不連続部がダイラタンシーを起こすことがある（図 d₁）。

一面せん断試験において最初に垂直応力 σ を負荷するときの状況を図 b に、このときに得られる $\sigma - v$ 線図を図 c に示す。この線図における立ち上がりの直線部の傾きとして垂直剛性 K_n が得られる。

2種の剛性 K_n 、 K_s と応力-変位の間には次式が成立する。

$$\begin{aligned}\sigma &= K_n v \\ \tau &= K_s \mu\end{aligned}\tag{4.1}$$

所与の垂直応力 σ の下でせん断応力 τ を増加させると、やがて最大値 τ_{\max} に達する。その後は、せん断応力が次第に減少し、大きさが τ_r の残留強度状態に収束する（図 d₂）。せん断応力が最大値 τ_{\max} に達した段階で不連続面の破壊が起こる。

破面である不連続面が剛性や強度を持っていたり、破壊現象が起きるのはどうしてなのか？という疑問に対しては、次のような説明ができる。不連続面の上下面は凹凸になっている。不連続面の変形に対する抵抗や強度はこの幾何学的な形状に依存して発現する。破壊時にはこの凹凸が剥離し、変形に対する抵抗が減り、強度が低下する。

一面せん断試験を幾つかの直応力（ σ ）に対して実施すれば、不連続面の強度の限界線を求めることができる（図 4.1 e）。通常は、岩石の場合と同様に、 $\sigma - \tau$ 座標において一般に直線になる。つまり、不連続面の破壊条件は、岩石の場合と同様に Mohr-Coulomb 式に従う。この場合の強度特性は、縦軸を切る切片値 c_d （粘着力）と傾き ϕ_d （内部摩擦角）で表される。

$$\tau = c_d + \sigma \tan \phi_d\tag{4.2}$$

もちろん、不連続面の強度は周囲の岩石部分よりも小さい。このために、岩石の強度特性（ c, ϕ ）と（ c_d, ϕ_d ）の間には次のような関係が成立する。

$$c > c_d, \quad \phi \geq \phi_d$$

4.2.3 原位置試験

岩盤は岩盤基質部と不連続部よりなっており、その変形・強度特性を調べようとすれば、充分に大きな寸法を持つ供試体を用いなければならない。大きな岩盤供試体の切り出し、実験室への搬入、大型試験機の準備などは困難なので、測定対象となる岩盤の賦存する地山で載荷試験をせざるを得ない（このような試験を原位置試験という）。

代表的な原位置試験法として、ブロックせん断試験や、平板載荷試験、孔内載荷試験などがある。原位置において岩盤のせん断強度を得るための標準的な試験法であるブロックせん断試験をするには、普通、このために調査坑を掘削し、坑道の床を整形して供試体を作成し、坑道の天井に反力を取って載荷試験をする。したがって、ブロックせん断試験は、実施に多額の費用がかかるので、ダム建設や大型地下空洞建設などのbig projectの調査時に限定的に行われる。

アーチダムでは、アーチが受ける水圧をアバットが受け持つ構造になっている。アバットではせん断破壊が最も起こりやすい。また、耐圧プラグはこれに接する岩盤のせん断破壊によって耐圧性能を失う。このように岩盤構造物では岩盤や不連続面のせん断強度の評価がしばしば重要になる。

ブロックせん断試験で破面となる面上には載荷によって一様なせん断応力状態がもたらされない。それにもかかわらず、一様なせん断応力の仮定の下にせん断強度が評価される。したがって、本試験の信頼度は決して高くないことに注意する必要がある。

4.3 1～複数枚の不連続面からなる岩盤の強度

4.3.1 1枚の不連続面からなる岩盤の強度

不連続面を含む岩盤は、応力を受けたときに、不連続面が最初に破壊することが多い。この場合、岩盤の強度は不連続面の強度に支配される。しかし、必ずしも常に不連続面が破壊するとは限らない。荷重の作用方向と不連続面のなす角度によっては岩盤基質部が先に破壊する場合もある。このとき岩盤強度は岩盤基質部の強度に一致する。これらのことを簡単な条件の下で検討し確認する。

図4.2aに示すように、不連続面を1枚だけ含む直方体状の岩石供試体が1軸圧縮を受けるとき、この構造体で破壊が起こる場所（すなわち、不連続面か岩石のいずれであるか）と強度について調べる。岩石と不連続面の強度は、それぞれ (c, ϕ) 、 (c_d, ϕ_d) とし、不連続面の走向は供試体の1つの辺に平行で、面に立てた法線は載荷方向に対して β だけ傾いているものとする。

次の3ケースの β に対して破壊の起こる場所と強度は次のようになる。

1) $\beta = 0$ のとき（不連続面と載荷軸が直交）：不連続面に作用する応力は $(\sigma = \sigma_1, \tau = 0)$ となる。したがって、載荷応力がいくら大きくなっても不連続面は破壊しないことがわかる。岩石の圧縮強度に達したときに破壊が起きる。

2) $\beta = \pi/2$ のとき (不連続面と載荷軸は平行) : 不連続面に作用する応力は ($\sigma=0$ 、 $\tau=0$) となり、載荷応力がいくら大きくなっても不連続面は破壊しないことがわかる。岩石の圧縮強度に達したときに破壊が起きる。

3) $\beta = \beta^*$ のとき (不連続面と載荷軸が斜交) : 例えば、 $\beta^*=30^\circ$ のとき、不連続面上の応力は

$$\sigma = (\sigma_1/2) (\cos 2\beta + \sin 2\beta) = (\sigma_1/4)(1+3^{1/2}), \quad \tau = -(\sigma_1/2) \sin 2\beta = -3^{1/2} (\sigma_1/4)$$

となり (付録の(4.3)式参照)、不連続面にも岩石部分にも応力が発生することがわかる。この応力が不連続面の破壊条件を満たし、かつ岩石部分の応力が圧縮強度より小さいときには、不連続面で破壊する。不連続面の応力が破壊条件に達しない内に、岩石部分の応力が圧縮強度に達したときには、岩石部分で破壊する。

以上のように、破壊がどこで起こるかは、不連続面の角度 β によって異なることがわかる。また、破壊強度は載荷応力の方向によって異なる、つまり、強度は異方性を示すことも簡単な考察からわかる (詳細な検討は付録に示されている)。得られた結果によると、強度と β の関係は図4.3に示すようになる。最小の強度は

$$\beta = \pi/4 + \phi_d/2 \quad (4.2)$$

のときに達成され、不連続面で破壊が起きる。

4.3.2 複数枚の不連続面からなる岩盤の強度

図4.2bに示すように、不連続面が複数枚あり、向きが互いに異なれば、不連続面が破壊条件を満たし、岩石強度より低い値で破壊する載荷方向 β の範囲が拡大することは明らかである。実際に、不連続面が図4.2bに示すように2枚あるときの強度 σ_1 と β の関係を示したのが図4.4である。これを見ると不連続面の数が増すと、平均的な強度もそれだけ低下することが容易に推測できよう。

いずれにしても、不連続面を持った岩盤の強度は、方位が(4.2)式で与えられるときの (不連続面の) 強度と岩石強度の間の値を取るであろう。前者が強度の下限、後者が上限になる。図4.5はこれを示したものである。ランダムな方位を持った不連続面の数が増えるほど、方位が(4.2)式を満たす不連続面の存在する確率は増す。したがって、強度は図4.5の下限に近いものになる。

上で考察した強度は、不連続面が最初に滑りだすときの条件を与えるものであることに注意する必要がある。不連続面が滑り出しても、すべりに伴う変位は、不連続部で囲まれるブロック間のずれをもたらす、インターロッキングなどの複雑な現象を起こす。その結果、最初のすべりは途中で停止し、より大きな応力を加えないとすべらなくなる。しかし、これに必要な応力は岩盤実質部の強度よりも大きくなることはない。

4.4 岩盤の変位挙動

図4.6は岩盤を一軸載荷するときに得られる応力-ひずみ線図を岩盤基質部の線図とともに示したものである。岩石に比較して岩盤の変形特性に関する次のような特徴が認められる。

- (1)剛性が小さい。・・・・・・岩石 a と岩盤 b の応力-ひずみ線図を比べると線図の傾きは前者の方が後者よりもはるかに大きい。
- (2)除荷時の残留ひずみが著しく大きい。・・・図では点Cまで載荷して除荷した時の残留ひずみ (O G) が示されている。
- (3)除荷後再載荷したときの応力-ひずみ曲線のループ (図のCEGF)。ヒステリシスと呼ばれる) が大きい。・・・・岩石の場合の線図は図に示されていないが、ほぼ直線となり、ループは描かない。

これらの変形挙動にみられる特徴は、岩盤が不連続面を含んでいることによってもたらされる。載荷時には岩盤内部に含まれる多くの不連続面がすべり、これが変形量の増大に寄与する。しかし除荷時には、不連続面の弾性回復があまり起こらないために、不連続面の変形は小さい。載荷時に生じたひずみは大部分が破壊に伴って生じた塑性ひずみであるために、除荷時には残留ひずみとして残る。一方、岩石部は（破壊せずに）弾性的に挙動するために、載荷時と同じ量だけ（逆向きに）変形する。このために、除荷時の線図の傾きは岩石のそれに近いものになり、残留ひずみは大きくなる。

付録：1枚の不連続面を含む岩盤の破壊条件

σ_3 を一定として、 σ_1 を増すとき、この値が $\sigma_{1\max}$ に達したとき破壊するものとする。破壊は不連続面が岩石のいずれかで発生する。破壊時の σ_1 の大きさ $\sigma_{1\max}$ と破面（破面の入る場所と向き）を調べる。

岩盤実質部と不連続部の強度特性はMohr-Coulomb則に従うものとし、それぞれの強度定数を(c , ϕ)、(c_d , ϕ_d)とする(もちろん、 $c > c_d$)。

1) 不連続面が破壊する条件

最初に、不連続面が破壊する条件を調べる。不連続面に作用する応力(σ, τ)は次のようである。

$$\begin{aligned}\sigma &= (\sigma_1 + \sigma_3)/2 + (\sigma_1 - \sigma_3)\cos 2\beta/2 \\ \tau &= -(\sigma_1 - \sigma_3)\sin 2\beta/2\end{aligned}\quad (4.3)$$

(σ, τ)は不連続面の破壊条件である次式を満たす。

$$|\tau| = c_d + \tan \phi_d \cdot |\sigma| \quad (4.4)$$

(4.3)式を(4.4)式に代入し整理すれば、次式が得られる（ただし、 $0 < \beta < \pi/2$ とする）。

$$\sigma_1 = \sigma_3 + (2c_d + 2\sigma_3 \tan \phi_d) / \{\sin 2\beta (1 - \tan \phi_d / \tan \beta)\} \quad (4.5)$$

この式は次のような性質がある。

$$\textcircled{1} \quad \beta \rightarrow \phi_d + , \beta \rightarrow \pi/2 - \text{のとき、} \sigma_1 \rightarrow \infty$$

② β が次の値

$$\beta_{\min} = \pi/4 + \phi_d/2 \quad (4.6)$$

を取るとき σ_1 は最小値を取る（この証明は本章の最後に述べている）。

■ ①を証明しなさい。

2) 岩盤基質部で破壊する条件

岩盤基質部の破壊条件は、応力のモール円が $\tau - \sigma$ 座標で表した破壊限界線に接する条件に等しいので、次式が得られる。

$$\sigma_1 = \{2c \cdot \cos \phi + (1 + \sin \phi) \sigma_3\} / (1 - \sin \phi) \quad (4.7)$$

3) 岩盤の破壊条件

1), 2)の結果から、 $0 < \beta < \pi/2$ のとき、1枚の不連続面を含む岩盤の破壊について次のような予測が得られる（図4.3参照）。

① $0 < \beta < \beta_1$, $\beta_2 < \beta < \pi/2$ のとき、岩盤基質部で（せん断）破壊が起きる。強度 σ_1 は β によらず一定である。

② $\beta_1 < \beta < \beta_2$ のとき不連続部ですべり破壊が起きる。強度 σ_1 は β に依存し、①で得られる強度より小さい。

ここで、 β_1 , β_2 は所与の σ_3 の下で(4.5)式=(4.7)式を満たす β の値（2つある）である。

以上述べたように、破壊は、不連続面と主応力の向き β により破壊が不連続面に沿って起こる場

合と、岩盤実質部で起こる場合の2通りが生じ、また、応力（封圧） σ_3 一定の下での強度 σ_1 は方向 β により異なるので、強度の異方性が現れる。不連続面で破壊するときには、実質部で破壊するときよりも強度が小さくなる。

なお、拘束圧 σ_3 が小さい程、強度の異方性の程度が大きくなる。例えば、強度定数が図4.3に示す値を持つ場合、

$$\sigma_3 = 0 \text{ のとき、 } \sigma_{1\min}/\sigma_{1\max} = 0.60、$$

$$\sigma_3 = -20 \text{ のとき、 } \sigma_{1\min}/\sigma_{1\max} = 0.18$$

となる。これは不連続面の存在による強度の異方性は、地下深部よりも、地表近の方がより顕著になることを意味する。また、不連続面で破壊が起こる範囲： $\beta_2 - \beta_1$ も大きくなる。

上記の破壊の特徴は、弱面が特定方向に配列した頁岩や片麻岩などの岩石でも観察される。

4.3.2 2枚以上の向きが異なる不連続面を含む岩盤の破壊条件

図4.2(b)のように、向きが異なる2枚の不連続面を含む岩盤を考える。不連続面①の角度を β 、②を $\beta + 60^\circ$ とする。もし、2枚の不連続面が互いの力学的挙動に干渉しないものとすれば、不連続面②の強度は、①の強度の評価を与える(4.5),(4.6)式において β の代わりに $\beta + 60^\circ$ とおいた値に等しい。つまり、強度①を 60° 左に平行移動することにより②の強度が求められる(図4.4参照)。

付録： σ_1 が最小値を取る β の値

σ_1 は(4.4)式より次のように評価される。

$$\sigma_1 = \sigma_3 + 2(c + \tan \phi \sigma_3) / \{\sin 2\beta (1 - \tan \phi / \tan \beta)\} \quad (4.8)$$

いま、 $\mu = \tan \phi$ 、 $A = 2(c + \tan \phi \sigma_3)$ とおけば、(4.4)式は次のように表される。

$$\sigma_1 = \sigma_3 + A / \{\sin 2\beta (1 - \mu / \tan \beta)\}$$

ここで、

$$f = 1 / \{\sin 2\beta (1 - \mu / \tan \beta)\} = 1 / \{\sin 2\beta - 2\mu \cos^2 \beta\}$$

とおけば、 σ_1 の最小値は f の最小値に一致することは明らかである。したがって、 f の最小値を見つければよい。 f は次式を満たすとき最小値を取る。

$$\partial f / \partial \beta = 0$$

$$\partial f / \partial \beta = -\{2\cos 2\beta + 4\mu \cos \beta \sin \beta\} / \{\sin 2\beta - 2\mu \cos^2 \beta\}^2$$

$$= -2(\cos 2\beta + \mu \sin 2\beta) / \{\sin 2\beta - 2\mu \cos^2 \beta\}^2 = 0$$

したがって、 $\partial f / \partial \beta = 0$ は

$$\cos 2\beta + \mu \sin 2\beta = 0$$

に等価である。

$$\mu = -\cot 2\beta$$

これを満たす β は次式で与えられる。

$$\beta = \pi/4 + \phi/2$$

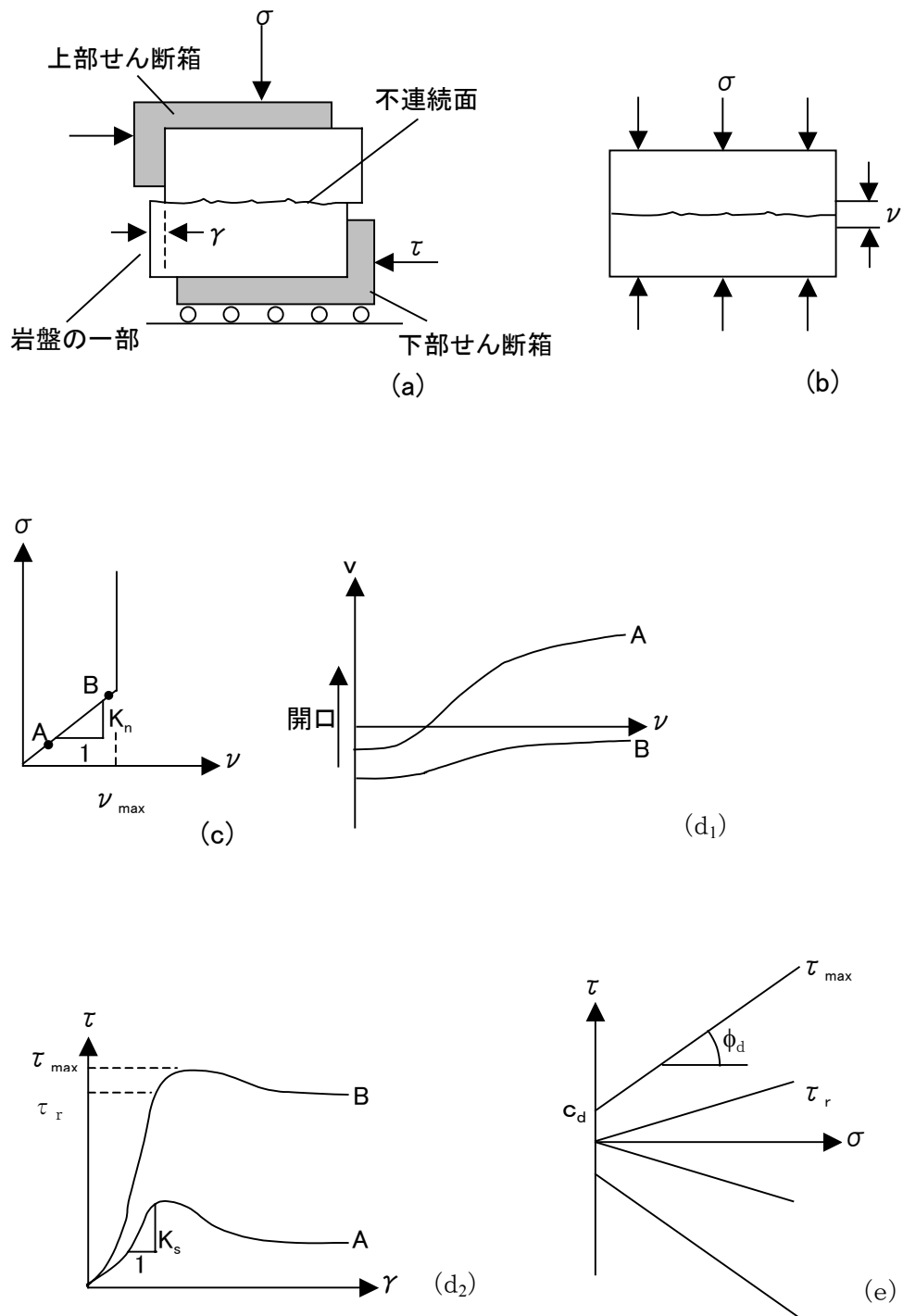


図4.1 不連続面を含む供試体の変形・強度を測定する一面せん断試(a)。供試体に垂直圧 σ を負荷することにより σ に対する変形特性がわかる(b、c)。せん断応力 τ の負荷に伴い不連続面に垂直な変位(d₁)と平行方向の変位(d₂)の両方が発生し、 $\tau - \nu$ 線図(d₁)、 $\tau - u$ 線図(d₂)が得られる。いくつかの異なる垂直圧 σ に対してせん断強度 τ_{max} を測定すれば、不連続面の強度特性(c_d, ϕ_d)が得られる(e)。

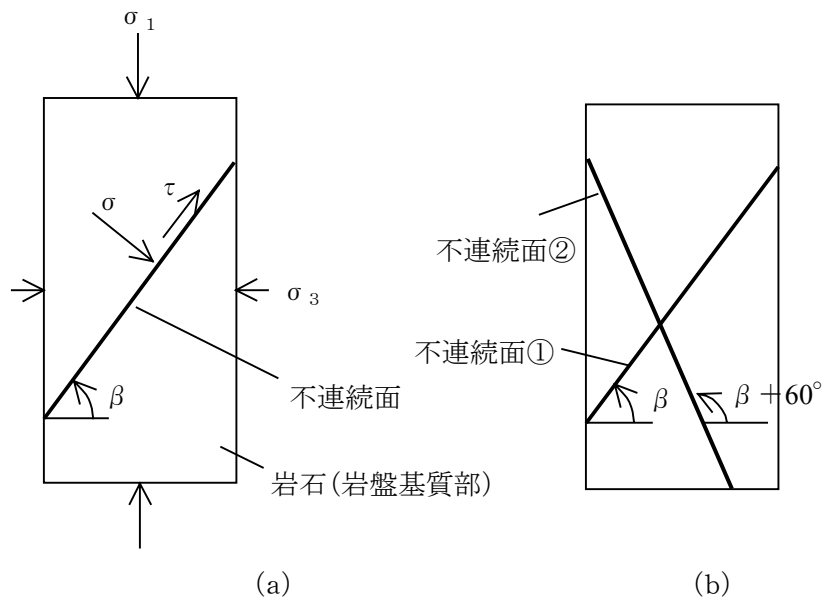


図4.2 1枚(a)および2枚(b)の不連続面を含む岩盤

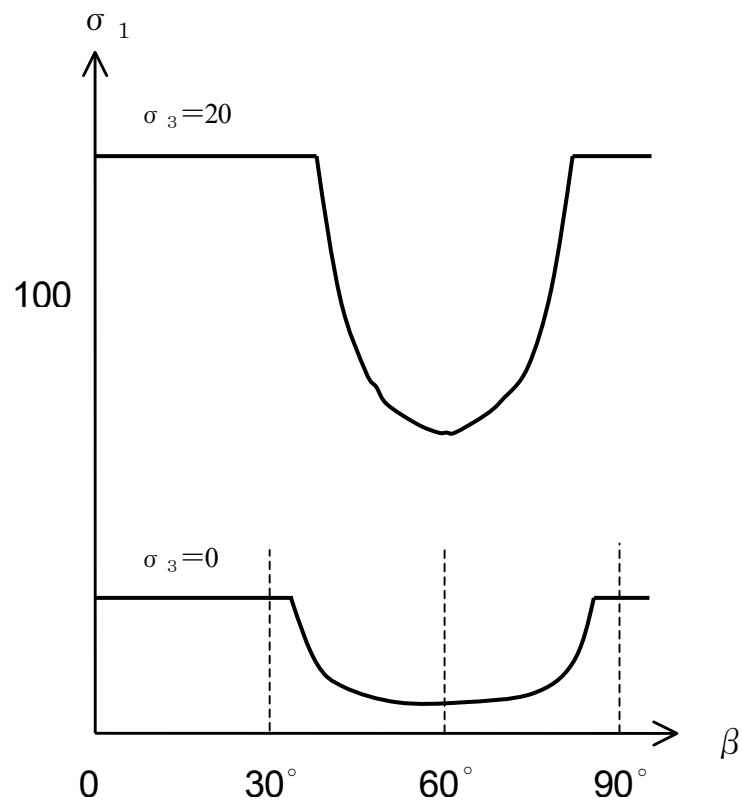


図4.3 1枚の不連続面を持つ岩盤の強度 σ_1 と不連続面の方位 β の関係

$c=10$ 、 $c_d=2$ 、 $\phi=35^\circ$ 、 $\phi_d=30^\circ$ を仮定

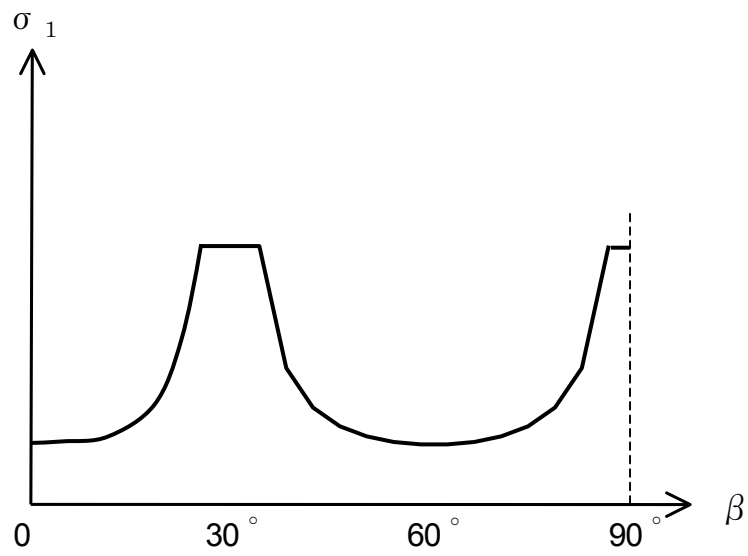


図4.4 2枚の不連続面を持つ岩盤の強度 σ_1 と不連続面の方位 β の関係

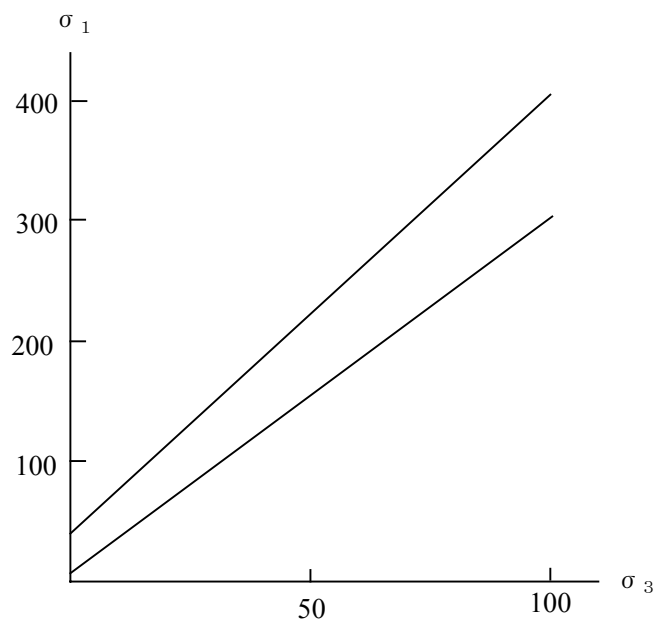


図4.5 強度の上限と下限 ($\sigma_1 - \sigma_3$ 線図に表示)

$c=10$ 、 $c_d=2$ 、 $\phi=35^\circ$ 、 $\phi_d=30^\circ$ を仮定

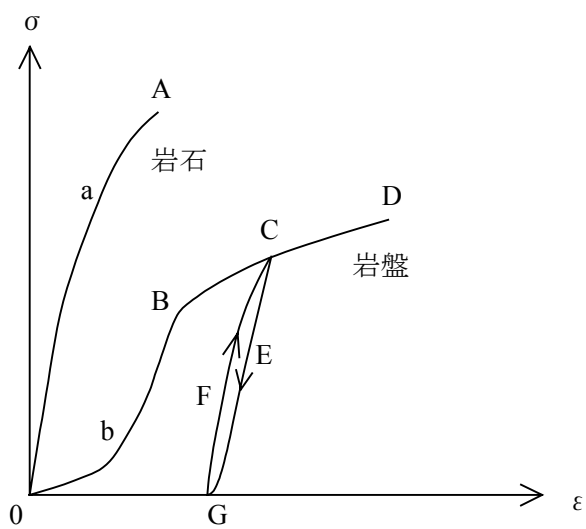


図4.6 岩石（a）および岩盤（b）の応力-ひずみ線図