

岩盤不連続体解析に必要とする 不連続面の挙動特性の評価法

蒋 宇静¹・中川光雄²・江崎哲郎³

¹正会員 博(工) 長崎大学助教授 工学部社会開発工学科
(〒852-8521 長崎県長崎市文教町1-14)

²正会員 博(工) (株)C R C 総合研究所 関西支社課長役

³正会員 工博 九州大学教授 工学部附属環境システム科学研究センター

不連続性岩盤内に立地する岩盤構造物の変形挙動や安定性を、不連続体解析手法を用いて適切に評価し、調査・設計へ導入するには、岩盤不連続面の変形・強度特性を正確に表現する不連続面挙動モデルと挙動を規定する特性値の決定が不可欠となる。本論文は、岩盤不連続面の力学的挙動特性を室内試験により求めることを基本として、個別要素法などの不連続体解析手法のための不連続面挙動モデルとその特性値を決定する一連のプロセスを示す。また、代表的な特性値の1つであるせん断剛性を、実際のせん断挙動を忠実に評価するために非線形として取り扱った場合の、変形挙動に与える影響を明かにすることを試みる。

Key Words: discontinuities, mechanical behavior, shear test, evaluation method, numerical simulation

1. はじめに

地下発電所などの大規模地下空洞や斜面、ダム基礎など岩盤構造物の安定性を数値解析を用いて評価し、これを調査・設計へ有効に反映させるには、如何にして信頼性のある不連続面挙動モデルを構築して妥当性のある結果を得るかが課題となる。岩盤構造物の力学的安定性を論じるには、多くの場合、岩盤を構成する岩石基質部よりもむしろ岩盤内に含まれる不連続面の変形・強度特性に大きく支配されることを念頭におかねばならない。不連続性岩盤を対象とした解析手法の内、特に岩盤中の不連続面を一つ一つ具体的に表現する不連続体としてモデル化するアプローチを考える場合、不連続面の幾何学的分布特性を把握すると同時に、单一不連続面の力学的挙動特性を正しく評価することが重要となる。今日ではコンピュータ技術の飛躍的な進歩により、岩盤構造物の合理的な設計・施工を実現すべく、実務的にもキープロック理論、個別要素法、不連続変形法をはじめとする不連続体解析手法を用いて岩盤の挙動を評価する試みが数多く見受けられるようになった。

さて、不連続体解析手法の中で、不連続面を要素境界として取り扱い、ここに不連続面の挙動モデルを組み込んだ個別要素法の適用がある。ここ数年の国内および海外の個別要素法（例えば、UDECコード¹⁾）を

用いた解析例²⁾⁻¹⁰⁾を調べてみると、大半は実際の問題を対象としながら、不連続面の挙動モデルの選定やこれに対応する特性値の決定方法が必ずしも明確に示されていない。Coulomb滑りモデルと呼ばれる図-1のようなモデルが不連続面の代表的な挙動モデルとして挙げられ、その特性値には、せん断応力がせん断強度に至るまでの剛性を規定するせん断剛性(K_s)、せん断強度を規定する粘着力および内部摩擦角(C と ϕ)、せん断変位に伴う垂直変位の変化を規定するダイレーション角(i)がある¹⁾。このモデルは、各特性値の物理的意味が明確で理解し易く、せん断剛性は、せん断強度に至るまでおよび降伏後の徐荷・再載荷過程において線形として簡便に取り扱われることが多いため、従来より慣用的に用いられ、前述の解析例²⁾⁻¹⁰⁾においてもその適用が見受けられる。解析結果の信頼性と実用性は、不連続面の挙動モデルの選定や対応する特性値の決定の的確さに直接に依存するため、実際の現場の条件を反映させた状態で不連続面の力学的特性を忠実に求めることが、有効な解析の実施に対して最も重要であると考える。

ところで、自然界における岩盤不連続面の挙動特性は、その表面の特徴や開口性、挟在物、せん断履歴、垂直応力など、多くの要素に影響されるため、これらを全て含めた理論的検討や原位置試験は非常に困難

であり、様々な条件が比較的自由に設定できる室内試験によって求めるべきものであると考える。この考え方を基本として、本論文は、不連続体解析に必要とする不連続面の挙動特性を決定する処理手順を

① 力学特性試験による岩盤不連続面の力学的挙動特性の把握；

② 試験結果に基づく不連続面の挙動モデルの選定、およびそれに対応する特性値の評価と決定

のように考え、各項目の具体的な処理方法を示す。そして、この決定手順に従って、実際の現場で採取された数種類の自然の岩盤不連続面の供試体を用いて実施した室内試験の結果を利用して、特性値を定量的に決定する方法を示す。さらに、代表的な特性値の1つで、慣用的に線形として取り扱われることの多いせん断剛性を、実際のせん断挙動を忠実に評価するために非線形として取り扱った場合の、変形挙動に与える影響を明かにすることを試みる。

本論文に示す岩盤不連続面の特性値を決定する一連のプロセスは、従来から個別要素法など不連続体解析手法の適用上の課題とされてきた「原位置岩盤不連続面の挙動特性の適切な定量的評価」を実現する実用的な手法として期待され、不連続性岩盤の解析的な評価の信頼性の向上に寄与すると考えられる。

2. 特性値の定量的評価プロセスの概要

岩盤不連続面の変形・強度特性値を定量的に評価するための前述した処理①と②をさらに具体的に分割し、一連のプロセスを示すと、図-2のようになると見える。このプロセスでは、岩盤不連続面に関する原位置の情報を取得する手段として不連続面の室内せん断試験の利用を前提としている点に特徴がある。不連続面の状況は現場によって様々であり、複雑な分布や特性を有するので、変形特性や強度特性を室内試験によって把握することが今までにも多く実施されてきた¹⁰⁾⁻¹³⁾。著者らが開発した直接せん断試験装置を用いる室内試験では、要求される応力や変形を適当に再現し、それらを計測できる特徴を有することから、複雑な応力状態とせん断履歴を受ける原位置不連続面の挙動特性を正しく評価することが可能である。さらに、不連続体解析において従来よりあまり明確に言及されてこなかった不連続面の挙動モデルを選定するという行為は、原位置不連続面の挙動特性をモデル化する第一歩として重要であり、岩盤構造物の解析モデルの妥当性や得られた解析結果の信頼性に大きな影響を与える。尚、不連続面の挙動モデルの選定は、室内試験の結果およびその評価に基づき適切に判断されるべきと考える。

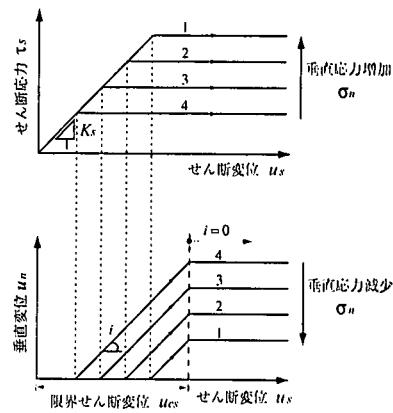


図-1 Coulomb滑りモデル

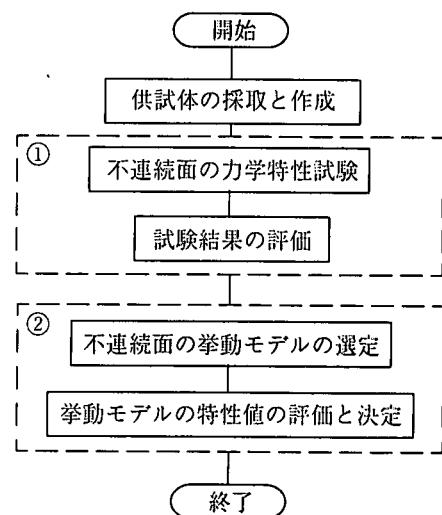


図-2 不連続面の挙動特性の評価とモデル化のプロセス

3. 不連続面の力学特性試験

本章では、図-2に示した各処理の内、供試体の採取から試験方法までを述べる。

(1) 供試体の作製方法

岩盤不連続面の挙動特性を求める目的で、現場から自然不連続面を含む供試体を採取する。供試体の作成には、地表や調査横坑内あるいは施工中の地下空洞内であれば自然不連続面を含む岩片やボーリングコアが利用される。採取においては、現場の状態を維持するために岩石の含水状態や不連続面のかみ合い状態を変化させないように注意を払う必要がある。

採取された供試体は、図-3に示すように、供試体の中央位置に不連続面が入るように次の手順でせん断試験用の型枠に埋め込む¹⁴⁾。

1) 供試体を採取したままの状態で粘着テープで固定し、埋め込み用型枠に合うように岩石カッターで適当な寸法に整形する。型枠にはみぞ型鋼を利用しており、その外寸法は $148 \times 130 \times 61.5\text{mm}$ である。

2) 型枠の両側面にテフロンシートを貼ったプレートを取り付け、そこに埋め込み材料を流し込んで供試体の下部を固定する。このプレートは埋め込み材料の流出を防止し、また、型枠上下のズレを解消する役割を果たす。埋め込み材料にはエポキシ樹脂と珪砂を1:2の比で混合したSBモルタル（ショーボンド社製、硬化時の圧縮強度約50MPa）を用いる。また、不連続面への埋め込み材料の侵入を防ぐために、幅10mmのパンテージを不連続面に沿って巻く。なお、供試体を埋め込む際、不連続面の推定されるすべり方向が型枠の長手方向、つまり、せん断方向に一致するように留意する。

3) 同様の方法で供試体の上部を固定する。その際、上下部間に一定の隙間を確保するために幅10mmのスペイサーを用いて、全体を逆さまに置く。埋め込み材料が硬化した後、スペイサーおよび両側面のプレートを取り外し、テープ、パンテージなどをカットして不連続面を露出する。

以上の手順で、試験に必要な個数の不連続面の供試体を作製する。写真-1と2に、自然の岩盤不連続面を内包する溶結凝灰岩と砂岩の供試体を例示する。

(2) 力学特性試験の概要

単一不連続面の力学的特性に関する代表的な室内試験法をまとめると、表-1のようになる。

まず、垂直載荷における不連続面の変形挙動は、一例として図-4に示すように^{15), 16)}、不連続面を含む供試体の垂直変位から岩石基質部の垂直変位を差引いて、不連続面の垂直挙動を表す曲線が得られる。この曲線を模式化する2種類の代表的な数学的モデルが提案されており、一つはGoodmanとBandisによって示された双曲線関数式^{11), 17)}、もう一つは、BrownとScholzの対数関数式¹²⁾である。これらのモデルでは応力と変形の関係が与えられた関数形に規定され包括的に示されており、必ずしも実際の不連続面自体の特性が忠実に表現されているわけではない。

次に、せん断載荷を受ける不連続面を含む供試体は、垂直応力(σ_n)が一定の状態か、または垂直剛性(K)が一定の状態下におかれる。前者は、岩盤斜面の表面付近や浅いところに位置するなど、周辺か

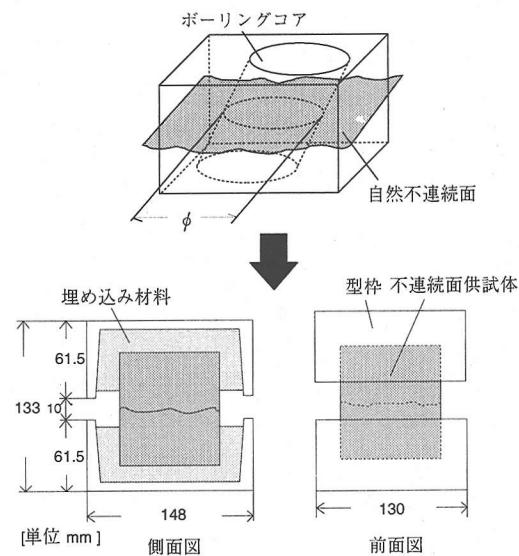
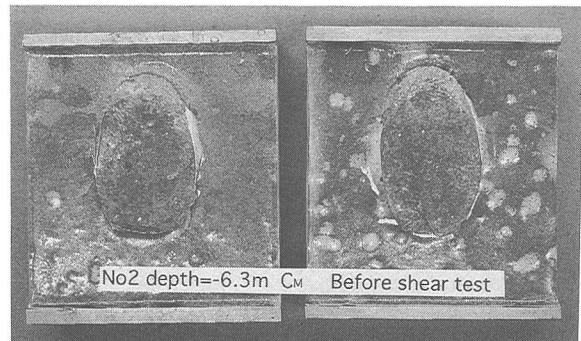
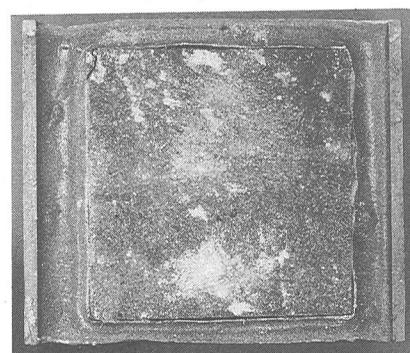


図-3 自然の岩盤不連続面供試体の設定



(溶結凝灰岩)

写真-1 ポーリングで採取した自然の岩盤不連続面の試験供試体（左は下面、右は上面）



(砂岩)

写真-2 岩塊に内包した自然の岩盤不連続面の試験供試体（下面）

らの拘束が低い場合 ($K=0$) を、後者は、ロックボルトで補強された場合や比較的深部に位置する場合を意味する。図-5に模式的に示したように、垂直剛性制御の場合では、せん断履歴を受けていない不連続面が $K=0$ の条件においてピークせん断強度を示すが、垂直剛性が増大するに連れてピークせん断強度を示さなくなり、また、せん断に伴うダイレーションも小さくなることが分かる¹³⁾。

著者らは、垂直応力を一定に保つ状態において、塑性流動となる大変形（最大せん断変位20mm）まで不連続面のせん断特性を求めることが可能である直接せん断試験装置を開発した。この試験装置は、大別して直接せん断装置部と計測・制御装置部からなる¹⁸⁾。

a) 直接せん断装置

せん断容器は下箱が移動する構造になっており、上箱はせん断容器を挟む形で設置されたロッドによって支持されている。ロッドは十分長く、両端取付部がリンク構造で上箱の上下移動および回転が自由に許されるが水平方向の動きは拘束されている。載荷はせん断方向、垂直方向ともに油圧サーボ方式である。最大載荷能力は、せん断載荷は前進方向約400kN、後退方向約350kNであり、垂直載荷は約2MNである。

b) 計測・制御装置

上箱の垂直変位および回転変位は、上箱の4隅に設置した高精度変位計を用いて計測する。また、せん断変位は上箱と下箱の間に取り付けた変位計によって計測される。荷重および変位に関するデータはデータロガーを経由して自動記録される。

(3) 自然の岩盤不連続面の試験方法

自然の岩盤不連続面の力学的特性試験法は、先に述べた方法で作成された供試体を直接せん断試験装置のせん断箱に設置した後、せん断変位を与えない初期状態で、不連続面供試体と岩石基質部の垂直剛性試験をそれぞれ行う。最大垂直応力は掘削や施工などによる地山応力の再配分を考慮して、供試体を採取した深度から計算した垂直応力の2倍以上と設定すべきと考える。次に、せん断試験を行う。不連続面の賦存状況に基づき不連続面に作用する垂直応力を設定し、それを一定に保ちながら、残留強度も求められるように、最大20mmまでせん断変位を与える。

垂直応力やせん断履歴などによる影響を調べるには、同じ試験体を数個用意し、垂直応力を変化させて同様のせん断試験を行う。また、せん断変位に伴う垂直変位の変化を規定するダイレーション角を正確に決定するには、試験体埋め込み時に生じた不連続面の傾きの補正を行う必要があり、せん断試験終了後

表-1 不連続面の力学特性試験法

テストタイプ	測定変数/テスト条件	特性値
垂直載荷試験	垂直応力 垂直変位	垂直剛性 K_n
垂直応力一定下における直接せん断試験	せん断応力 ダイレーション せん断変位 垂直変位	せん断剛性 K_s 摩擦角 ϕ せん断強度 σ_{sp} ダイレーション角 i
垂直剛性 (K) 一定下における直接せん断試験	せん断応力 垂直応力 ダイレーション 垂直変位 せん断変位	せん断剛性 K_s 摩擦角 ϕ せん断強度 σ_{sp} ダイレーション角 i

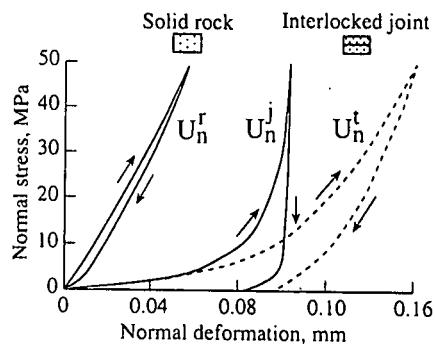


図-4 垂直載荷における不連続面の変形挙動

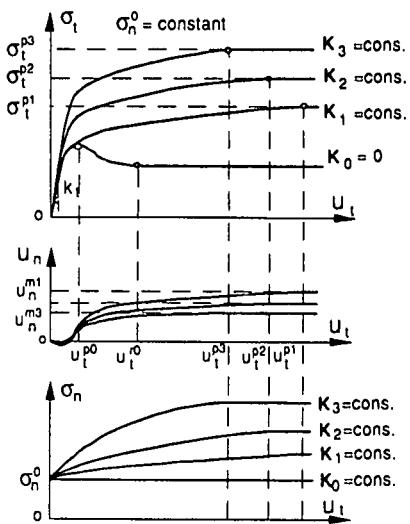


図-5 垂直剛性制御下における不連続面のせん断挙動
($K_3 > K_2 > K_1 > K_0 = 0$)

に不連続面の表面形状の計測をせん断方向に沿って行い、せん断方向に対する不連続面の傾斜角を求める。具体的な補正方法は後述する。

4. 岩盤不連続面の力学的挙動モデルの選定

実際の岩盤不連続面は、その表面形状に様々な凹凸特性を有するので、せん断機構は、せん断初期の凹凸の乗り上げに始まり、凹凸表面の摩耗さらには凹凸の破壊へ進行すると考えられる¹⁹⁾。このように、せん断挙動が凹凸の変化、すなわち表面損傷に関連することに基づけば、如何にしてせん断に伴う表面損傷を定式化に取り入れるかが单一不連続面の力学的挙動モデルを設計する上で重要となる。

一方、表面損傷は、初期の凹凸状態やせん断履歴、垂直応力の大きさ、せん断変位のそれぞれに関連し²⁰⁾、これらによる効果として、せん断剛性、せん断強度、ダイレーション角などに影響を与えると考えられるが、表面損傷は非常に複雑な現象であり、故にその定量化が困難であることもあり、未だ完全な挙動モデルが存在するとは言えない。

現在までに提案されている单一不連続面に対する力学的挙動モデルを、不連続面の表面の凹凸特性や損傷の取り扱い方法の相違により、以下に示す3つのグループに分類することができる。

グループA：不連続面の表面の複雑な凹凸形状を理想化することによりその力学的挙動を理論的に検討したモデル。このグループに属するモデルは結果の信頼性が理想化の妥当性に大きく依存すると考えられる。

グループB：不連続面の初期の凹凸、せん断履歴などにより独自性のある表面特性の影響を受ける個々の不連続面の挙動特性の反映を試みたモデル。

グループC：過去の多くの室内試験結果や原位置試験結果をもとにした経験的な定式化により、多くの不連続面の挙動特性の包括的な表現を試みたモデル。

ここ最近、個別要素法をはじめとする各種の不連続体解析手法に組み込まれ、室内試験の結果との比較が示されている各グループの代表的な挙動モデルとその特徴を表-2に示す。ここで、グループBにおける挙動モデルの特性値の決定は、前章で述べた室内せん断試験の結果を必要とする。また、グループCに属するBartonらのモデルは、独自に指定された試験方法により特性値を決定するが、室内試験のスケールで結果の妥当性を検証するには、前章で述べた室内せん断試験の結果を必要とする。

さて、不連続面の挙動モデルの役割は、基本的には自然の岩盤不連続面の挙動特性を忠実に表現する

表-2 不連続面挙動モデルの分類

グループ	提案者	特徴
A	Plesha ¹⁹⁾	不連続面の表面をこぎり形などの形状で理想化することによりせん断挙動を理論的にモデル化した。損傷の形態が凹凸表面の磨耗に擬定されているため、せん断による損傷破壊は考慮されず、許容されるせん断変位は凹凸を乗り越えない程度の微小な範囲に擬定される。
B	Coulomb ²¹⁾	せん断応力が粘着力C及び摩擦角φで規定される。ピークせん断強度に至るまでせん断剛性Ksは一定で定義される。残留強度がピークせん断強度より低い場合は残留強度を規定する粘着力C及び摩擦角φを定義する。
	Saeb & Amadei ²²⁾	Goodman様のジョイント要素を一般化しているが、せん断挙動はCoulombと同様である。UDECコードに組み込んだ解析例が示されている。
	Cundall & Lemos ²³⁾	せん断の進行に伴う損傷を特定の関数形で表現しているが、特性値の決定は、試験結果に対応するカーブフィッティングによる。
C	中川・蔣 ²⁴⁾⁻²⁶⁾	せん断試験の結果を忠実に再現することを意図し、試験より得られたせん断挙動の傾向を表現する無次元化曲線に対して任意の垂直応力を与え、モデル化されるせん断挙動が任意の垂直応力に対応することを可能としている。
	Barton ¹⁶⁾	JRCで正規化された粗さ係数とピークせん断変位で正規化されたせん断変位の相関曲線に基づきせん断応力-せん断変位の関係が定式化される。相関曲線の変曲点は、多数の不連続面のデータに基づいた平均的な関係として提案された。

ことにある。これは、挙動モデルが前章で述べた力学特性試験の結果を忠実に再現し、垂直応力依存性、寸法効果を考慮できることを意味する。以下に、挙動モデルの選択において考慮すべきと思われる点を挙げる。

a) 力学特性試験の結果を忠実に反映できる定式化を有すること。

b) 載荷のみならず、徐荷、再載荷、繰返し載荷などのシミュレーションの過程における不連続面の挙動を適切に表現できること。

この場合、力学特性試験の結果を反映させるために、理論的に高精度なモデルの適用より比較的単純なモデルを適用しても所要の精度が満たされた場合は、単純なモデルを選択すべきであろう。例えば力学特性試験で得られたせん断挙動においてピーク時までは線形的な挙動を示し、ピーク後もピーク強度と残留強度に何ら差が見られない場合はCoulomb滑りモデルで十分であると判断する。

せん断に伴う表面形状の変化を包括的に表現するアプローチとして、著者らは、不連続面の室内せん断試験結果を忠実に再現することを意図して定式化した挙動モデルを提案している^{24), 26)}。この提案では、不連続面の室内せん断試験の結果において、せん断応力 τ をピークせん断応力 τ_p で、また、せん断変位 u_s を τ_p に対応するせん断変位 u_p で無次元化する操作を各垂直応力毎に実施し、図-6に示すような τ/τ_p と u_s/u_p の相関関係を得る。なお、 τ_p が明確でない場合は、残留応力と残留応力に至った時点のせん

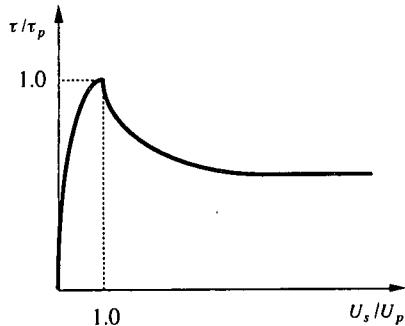


図-6 ピーク時のせん断変位とせん断応力で無次元化したせん断挙動曲線

断変位を用いる方法が考えられる。式(1)に示す定式に任意の垂直応力 σ_n を与えることにより、モデル化されるせん断挙動が任意の垂直応力に対応することを可能としている。

$$\tau = B\sigma_n \eta_p(\sigma_n) \quad (1)$$

ただし、 $B = \tau/\tau_p = \text{Table}(A)$ ， $A = U_s/(U_p)_{rep}$

ここで、 τ はせん断応力、 τ_p はピークせん断応力、 σ_n は垂直応力、 U_s はせん断変位、 $(U_p)_{rep}$ は各々の垂直応力レベルに対応する U_p の代表値；Table(A)は表-3においてA列の数値をB列の数値に対応させる操作； $\eta_p(\sigma_n)$ は任意の垂直応力における $\tan \phi_p$ を意味し、試験結果における σ_n と $\tan \phi_p$ の関係を表わす近似式であり； ϕ_p はピーク時の摩擦角を表す。

以上より、せん断に伴う表面損傷に基づいた前述の影響要因（不連続面表面の初期の凹凸状態、せん断履歴、垂直応力、せん断変位など）が比較的忠実に定式に反映されると考える²⁶⁾。ここに示した定式は個々の不連続面の除荷・再載荷過程においても同様に適用すると考えられる。ただし、繰り返しせん断時のモデル化などについては別に検討する必要がある。

5. 不連続面の挙動モデルの特性値の決定法

不連続体解析を行うのに必要とする不連続面の力学的特性値は実際に用いられる挙動モデルによって違う。ここでは、図-1に示したようなCoulomb滑りモデルを用いた場合、垂直剛性、せん断剛性、ダイレーション角、粘着力と摩擦角があり、以下にこれらを前述した室内試験方法に基づいて求める方法を示す¹⁴⁾。

表-3 系数AとBの数列表示

A	B
$U_s/(U_p)_{rep}$	τ/τ_p
0.0	0.0
.	.
.	.
1.0	1.0
.	.
.	.

(1) 力学的特性値の決定方法

a) 垂直剛性 K_n 、せん断剛性 K_s

K_n と K_s は、不連続面が垂直方向、あるいはせん断方向に変位を起こしにくさを評価する指標であり、それらに影響を与える代表的な要素として、垂直応力、不連続面の粗さ、凹凸壁面の強度が挙げられる。一般的な定義によれば、それぞれ垂直方向変位、せん断方向変位の増分に対する垂直応力、せん断応力の増分の比となる。

K_n の算定には、図-4に示したように試験体の垂直変位から岩石基質部の変位を除去した不連続面自身の垂直応力-垂直変位曲線を双曲線関数、または2次式、1次式で回帰分析する方法がある。初期の垂直変位のみを対象とする場合は K_n を近似的に線形として取り扱うことが多く、この場合、双曲線または2次式で回帰分析した場合に対しては、現場で考えられる平均的な垂直応力についての微分係数を K_n とし、また、1次式で回帰分析した場合に対しては、その直線部の傾きを K_n とすればよいと考える。しかし、高い圧縮応力を受ける不連続面は基本的にはその圧縮が回復できず、また著しく非線形な変形を示すため²⁰⁾、垂直剛性の垂直応力依存性の評価にはまだ検討の余地が残されている。

K_s の算定は、ピーク時まで線形として取扱う場合、せん断応力-せん断変位曲線上のある点の接線の傾きを求ることで定義するlocal modulus法と、原点と曲線上のある点を結んだ直線の傾きを求ることによって定義するsecont modulus法がある。せん断変位に伴いせん断応力がピークを示す場合は、一般的には、secont modulus法により原点とピーク点を結ぶ傾きを K_s とする。ピークを示さない場合は、経験的に残留せん断応力の半分の点と原点を結んだ直線の傾きを K_s とすればよいと考える。なお、垂直応力の大きさや凹凸の損傷状態にもよるが、ピークに達するまでのせん断応力とせん断変位との間には、非線形的な関係を示すことが実験的に明らかにされており¹⁴⁾、

この非線形性とそれが不連続性岩盤の変形挙動に及ぼす影響効果の考察については、次章で詳述する。

K_n と K_s との間では、不連続面と岩石が線形弾性状態にある場合、次式のような関係がある。

$$\frac{K_s}{K_n} = \frac{\tau/u_s}{\sigma_n/u_n} = \tan(i) \tan(\phi) \quad (2)$$

摩擦角 $\phi = 30\text{--}50^\circ$ 、ダイレーション角 $i = 3\text{--}5^\circ$ とすると、垂直剛性がおよそせん断剛性の 10~35 倍となる。しかし、実際の岩盤不連続面がせん断過程において凹凸の損傷破壊を生じるため、単純に式(2)に基づいて 2つの剛性の関係を決められないことは、次節以降に示す試験結果に基づいて論じる。

b) ダイレーション角 (i)

ダイレーション角 i は、せん断変位の増分 (dUs) に対する垂直変位の増分 (dUn) の比であると定義され、不連続面の粗さを評価する 1つの指標である。ここでは、垂直変位ーせん断変位曲線から、ピークせん断応力の位置の接線の傾き、もしくは残留応力に至る位置の傾きで算出する。試験体を埋め込んだ時、せん断方向の平面からの傾角 δ を生じた場合、図-7 に示したように、垂直変位ーせん断変位関係曲線の接線の傾き (dUn/dUs) から求まった角度に δ を加算して補正することにより真のダイレーション角が求まる。ただし、図-7 に示した傾きと反対方向に傾いた場合は δ を差し引くことになる。なお、 δ の決定について、せん断試験終了後に不連続面の表面形状の計測をせん断方向に沿って行い、せん断方向に対する不連続面の平均的傾斜角を求める。

c) 粘着力 C と摩擦角 ϕ

不連続面のせん断強度を規定する C と ϕ は、せん断応力と垂直応力との関係から求められる。各試験条件下でのピーク時および残留時のせん断応力 (τ_p , τ_r) と垂直応力 σ_n との関係を直線回帰し、この直線の τ_p , τ_r 軸における切片をそれぞれピーク時と残留時の粘着力 (C_p , C_r)、傾きをそれぞれピーク摩擦角と残留摩擦角 (ϕ_p , ϕ_r) とする。 C と ϕ は、特に掘削などによる不連続面の緩みを考える岩盤空洞や斜面の安定機構において最も支配的な特性値であり、安定性に着目する解析では、 C_r , ϕ_r を入力値とすべきであろう。残留状態を判断しにくい場合は、せん断変位に対するダイレーション（垂直変位）の変化率がゼロとなる点を残留開始時点として判断する方法がある²⁷⁾。

一方、Henchel ら^{27), 28)} は、粘着力をゼロと設定して直線回帰分析により摩擦角のみを求める考え方を示した。この設定は、不連続面が比較的滑らかな場合や

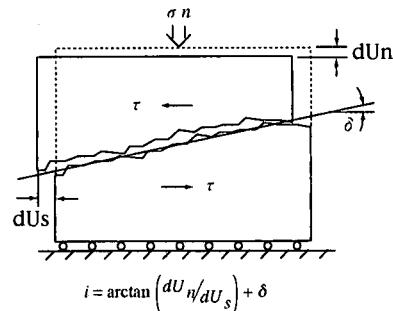


図-7 ダイレーション角 (i) の補正方法

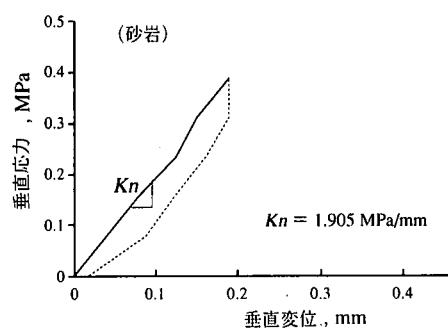
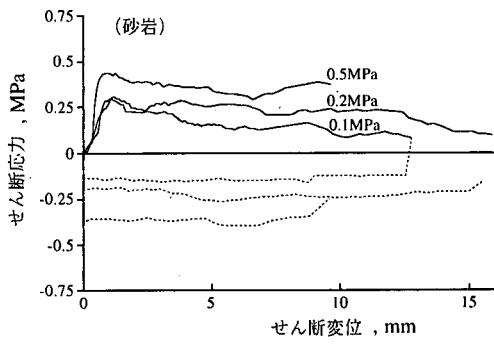
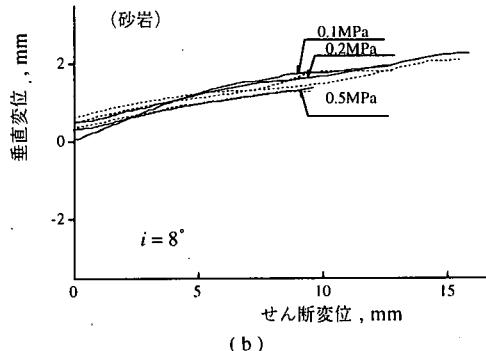


図-8 自然不連続面の垂直載荷変形曲線



(a)



(b)

図-9 自然不連続面のせん断強度とダイレーション

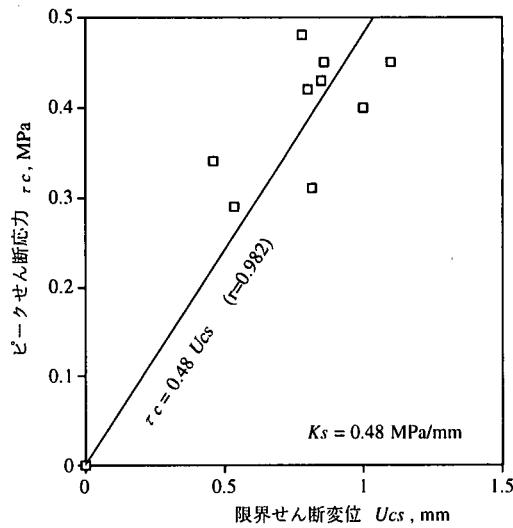


図-10 ピークせん断応力とせん断変位の関係

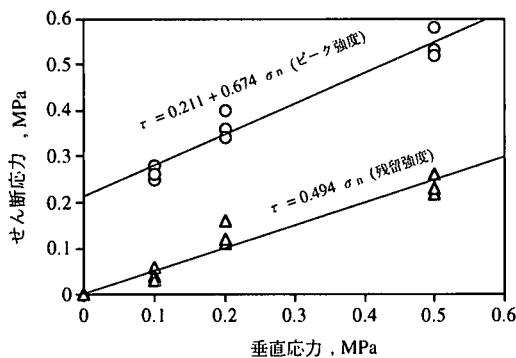


図-11 試験による垂直応力とせん断強度の関係

すでに緩んだ場合に適すると考えられる。

(2) 力学的特性値の決定例

著者らは、変形や安定性が問題となっている数地点の岩盤斜面および地下空洞の挙動を数値解析によって事前に評価するために、基質部が砂岩、頁岩、溶結凝灰岩および花崗岩から成る十数種類の自然不連続面をボーリングなどで採取し、前章に示した試験方法によってそれぞれの力学特性および相互関係を調べている。図-8と図-9には、ある現場斜面から採取してきた砂岩不連続面の試験結果の一部¹⁴⁾を示す。現場では斜面付近において不連続面に約0.1MPa程度の垂直応力が働いていると予測された。垂直応力制御によるせん断試験では、不連続面の垂直剛性などの特性値を求めるために垂直応力を最大で0.5MPaまで実施した。

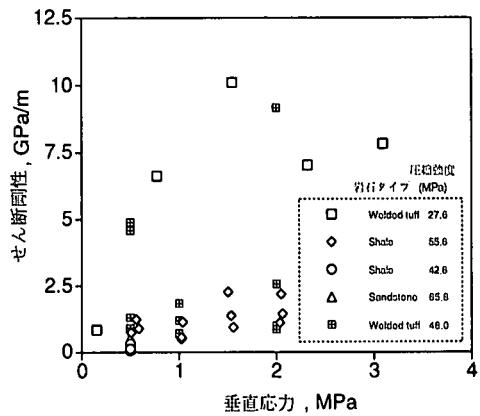


図-12 試験による垂直応力とせん断剛性の関係

図-8から分かるように、低い垂直応力では垂直応力と垂直変位の関係がほぼ直線的であるため、原点を通る1次式で回帰分析して、その傾きから垂直剛性 (K_n) を1.905 MPa/mmと求めることができた。

図-9(a)から分かるように、ピークせん断応力までの段階では、せん断変位とともにせん断応力が非線形的に増加するため、せん断剛性が非線形性を示すことになる。ここでは、せん断応力-せん断変位曲線上の原点とピーク点を結ぶsecond modulus法を用いてせん断剛性を求ると、図-10のようになります。各垂直応力におけるピークせん断応力とそれに対応するせん断変位をプロットし、原点を通る1次式で回帰分析して、その傾きから、 $K_s = 0.48 \text{ MPa/mm}$ と求めた。つまり、 $K_n \approx 4 K_s$ である。なお、図-9(a)に示したようなせん断剛性の非線形性の取扱い方とそれによる岩盤の変形挙動に及ぼす影響効果については後述する。

垂直変位-せん断変位の関係曲線は、いずれの垂直応力でもダイレーションの傾向を示し、その傾きからダイレーション角 (i) を平均で 8° と求めた。

また、せん断応力-せん断変位の関係を考察してみると、垂直応力の増加に伴い明瞭ではなくなるものの、せん断変位1mm付近でピークが示され、せん断変位の進行とともにせん断応力が残留せん断応力に達している。各々の垂直応力でのピークと残留強度を回帰分析することによりピーク強度および残留強度に対応する粘着力と摩擦角を求めることができる。ただし、残留強度については、すでにせん断履歴を受けているため、粘着力をゼロとして、摩擦角を求めるための線形回帰分析を行う。図-11では、実験結果の一例として、ピーク強度時の粘着力と摩擦角 (C_p と ϕ_p) を 0.211 MPa , 34° と、残留強度時の摩擦角 (ϕ_r) を 26.3° と線形回帰分析で求めること

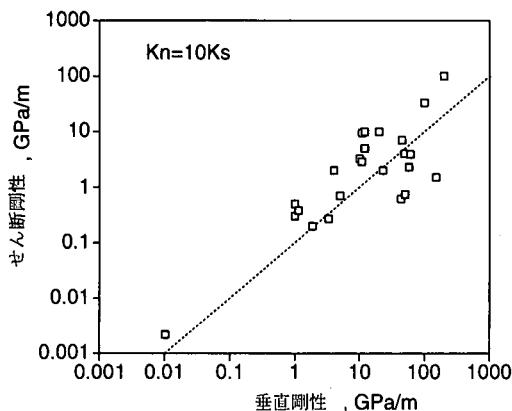


図-13 既往安定解析において設定された不連続面の垂直剛性とせん断剛性の相関性

ができた。

基質部の岩のタイプや圧縮強度やせん断履歴、垂直応力などによって、不連続面の変形特性 (Kn , K_s , i) および強度特性 (ϕ , C) が大きく変わることが室内試験によって分かる¹⁴⁾。図-12は、著者らと海外の研究者が実施したせん断試験の結果をまとめてプロットしたせん断剛性と垂直応力との関係を一例として表す。頁岩と砂岩の場合、両者がほぼ比例的関係にあるが、凝灰岩の場合は壁面風化度などによってせん断剛性が大きく変動する。同じ垂直応力下であっても岩のタイプによって、また、同じタイプの岩の不連続面であってもせん断剛性が垂直応力に応じてばらつきが大きいため、全体には明瞭な相関関係を見い出すことは困難であることが分かる。

(3) 既往の安定解析における特性値の考察

不連続体解析手法の内、個別要素法は不連続面によって区切った塊状岩体（ブロック）の大変位、大回転およびこれに伴う不連続面の完全な分離が許容されること、各ブロックは非線形構成則に基づく変形体を取り扱うために離散化されるなどの特徴を有するため、実務的設計にも利用されるようになってきた。しかしながら、最近発表された個別要素法による解析例を調べたところ、実際の試験結果に基づいて不連続面の特性値を忠実に決定している例はごく少數であった^{2)・10)}。図-13は、せん断試験を行わずに経験的に決定された垂直剛性、せん断剛性の入力値の例を示す。ほとんどの解析では、 Kn を K_s の約10倍を中心として設定していることがこの図より分かる。Barton らも Kn は K_s の10倍であると主張している²⁹⁾が、その根拠は明確ではない。

著者らの試験結果によれば（図-12）、基質部の

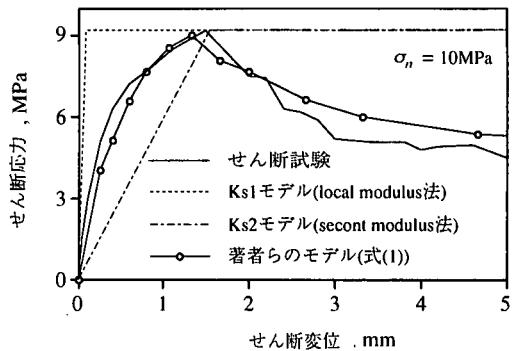


図-14 せん断試験結果と各せん断剛性の比較

表-4 K_{s_1} と K_{s_2} の値

K_{s_1}	92.0 (MPa/mm)
K_{s_2}	6.1 (MPa/mm)

岩の圧縮強度が70MPa以下の頁岩や砂岩、溶結凝灰岩の場合、 Kn/K_s が4～30と幅広く変化することが分かり、他の特性値にも同様な傾向が見られた。したがって、定性的な評価に止まらず、解析結果の実用性を考えるには、実際の現場条件に基づいて、本論文に示すような室内試験と評価法によって、不連続面の挙動モデルとその特性値を正しく求める必要があると思われる。

6. せん断剛性の非線形性とその影響

室内せん断試験によれば、せん断応力ーせん断変位の関係には、前述のCoulomb滑りモデルでは表現し得ないような非線形性が見られる場合がある（図-9(a)を参照）。せん断応力ーせん断変位の関係を表わす特性値がせん断剛性であり、前述のようにせん断変位の増分に対するせん断応力の増分の比で定義されることから、せん断応力ーせん断変位の関係の非線形性は、せん断剛性の非線形性とも言える。せん断剛性の非線形性は、ピーク時までのみならず、ピーク後においても考えられる。ここでは、線形としての取り扱いが簡便性を有しながらも、不連続面の挙動評価の適切性という観点から、せん断剛性の非線形性に着目し、岩盤構造物の変形挙動に与えるせん断剛性の影響を明らかにすることを試みる。

(1) せん断剛性の決定

前章で述べたlocal modulus法やsecond modulus法はいずれもピーク時までのせん断挙動が線形であることを仮定しており、実際のせん断応力ーせん断変位

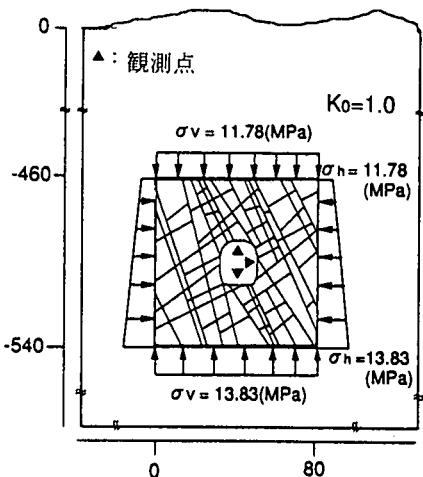


図-15 空洞掘削シミュレーションのモデル

表-5 空洞周辺地山の物性値

ヤング係数	7.0(GPa)
ポアソン比	0.25
質量密度	2.61(g/cm³)

表-6 著者らのモデルに対する内空変位の比率の比較

観測点	著者らのモデル	Ks ₁ モデル	Ks ₂ モデル
天盤部	1 (0.19)	0.84	2.95
側壁部	1 (0.44)	1.14	2.11
底盤部	1 (0.31)	1.27	3.03

()内の数値は変位量、単位はmm

の関係が線形的である場合は、どちらもほぼ同一の K_s が得られよう。しかし、それが曲線的、即ち、非線形的である場合は、決定方法に依存してかなり異なる K_s が得られると考えられる。さらに、どの点を用いて K_s を求めるか、またピークの有無などによってもその決定方法が一義的ではない。

以下に、砂岩に包含した自然の不連続面の試験体を用いて垂直応力 10 MPa の一定垂直応力において実施された室内せん断試験の結果(図-14)を利用して、せん断剛性の決定とそれによる影響効果を考察する。試験はせん断変位 20 mmまでの単調載荷により実施されている。図-14 に示したように、せん断応力-せん断変位の関係は、非線形性を有することが分かる。まず、local modulus 法により決定したせん断剛性を K_s_1 とし、曲線上の原点の接線の傾きとして定義する。second modulus 法により決定した

せん断剛性を K_s_2 として、せん断応力-せん断変位曲線上の原点とピーク点を結んだ直線の傾きとして定義する。それぞれの方法により決定された値を表-4 に示す。 K_s_1 , K_s_2 を Coulomb 滑りモデルのパラメータとして用いる場合、本論文ではそれぞれ K_s_1 モデル, K_s_2 モデルと称し、図-14 に試験結果と重ねて示す。これより、 K_s_1 は K_s_2 の約 15 倍であり、決定方法の違いによりせん断剛性がかなり異なることが確認できた。因って、せん断剛性に線形性を仮定した挙動モデルを適用した場合、せん断挙動が適切に表現されない可能性があり、これが誤差発生の要因になると考えられる。次に、式(1)によりモデル化されたせん断応力-せん断変位の関係も図-14 に重ねて示す。せん断剛性には非線形性が表現されており、 K_s_1 モデルや K_s_2 モデルに比較しても、せん断試験の結果を比較的忠実に表現していると言えよう。

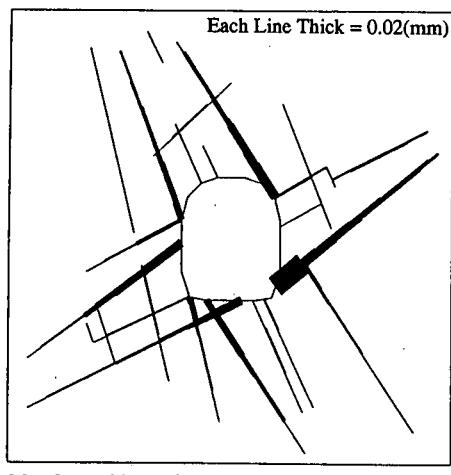
(2) 空洞掘削シミュレーションによる比較

せん断剛性の取扱い方法の違いによる解析結果の相違を比較することにより、せん断剛性の非線形性の影響を検討する。ここでは、不連続性岩盤内に立地のある空洞の掘削解析を個別要素法により実施する。

解析モデルは、中心が地表面より 500 m の深さに位置する高さ 22 m、幅 18 m の地下空洞であり、これを図-15 に示す。地山としての花崗岩は弾性体と見なし、その物性値を表-5 に示す。解析領域は、空洞寸法の 4 ~ 5 倍を対象と考えて 80 m × 80 m とし、境界条件は、この領域の周囲を岩盤と同一の物性値を有する弾性体の無限地盤とした。不連続面の力学的特性として、図-14 に示した K_s_1 モデルと K_s_2 モデル、式(1)で示した著者らのモデルを用い、これ以外はせん断試験結果を前述した方法により整理して、 $K_n = 100 \text{ MPa/mm}$, $C = 0.0 \text{ MPa/mm}^2$, $\phi = 42^\circ$ と求められた。これらの物性値は解析領域における個々の不連続面に適用する。また、図-15 に基づく不連続面の長さは 7.6 m と算定され、供試体の寸法との関係について、Barton らの提案式^[16]を参考とする。なお、Coulomb 滑りモデルや著者らのモデルは個別要素法における不連続面の構成則に組み込まれている^{[24]~[26]}。シミュレーションの手順は、側圧係数 $K_o = 1.0$ とした初期地山応力分布を再現させた後、空洞壁面上で掘削相当応力を 100 % 解放した。空洞開削後、最終的に平衡が達成された状態において、適用した各モデルによる結果を比較した。

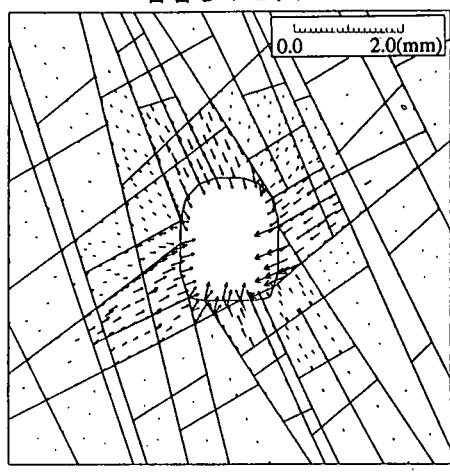
まず、不連続面のせん断変位の分布を比較するために、得られたせん断変位の大きさを不連続面に

著者らのモデル



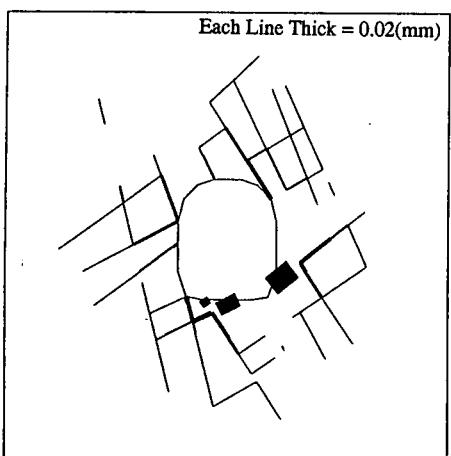
Max Shear Disp. = 0.459(mm)

著者らのモデル



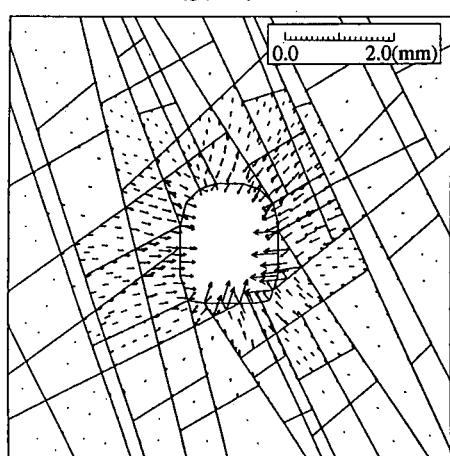
Maximum = 0.473(mm)

Ks1モデル



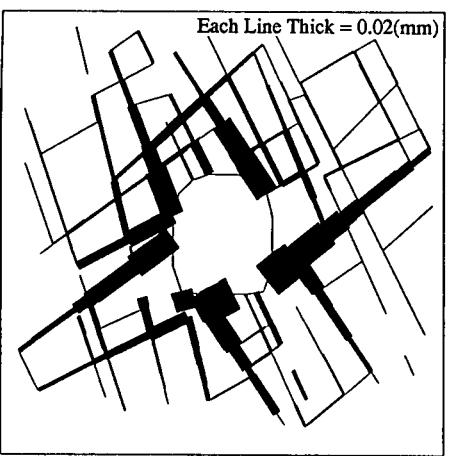
Max Shear Disp. = 0.449(mm)

Ks1モデル



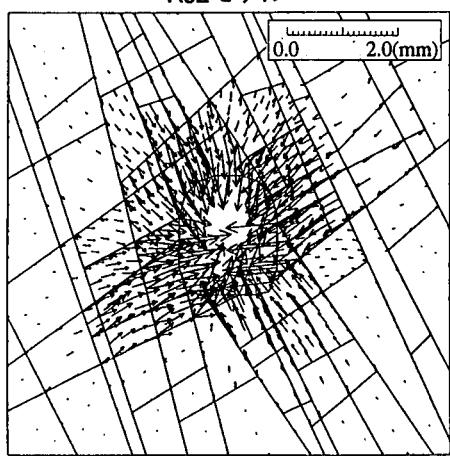
Maximum = 0.541(mm)

Ks2モデル



Max Shear Disp. = 0.769(mm)

Ks2モデル



Maximum = 1.008(mm)

図-16 不連続面のせん断変位の比較

図-17 空洞周辺岩盤の挙動の比較

沿った線の幅で表現した結果を図-16に示す。K_{s₁}モデルによるせん断変位が空洞のすぐ近傍に生じ、変位量も小さかったのに対して、K_{s₂}モデルではせん断変位の発生は空洞幅の約3倍ほど奥部まで広がり、最大せん断変位量も著者らのモデルによる結果の約1.7倍となった。これは、K_{s₂}モデルでは著者らのモデルとK_{s₁}モデルに比べて不連続面のせん断剛性がかなり低く算定され、せん断に対する抵抗が弱くせん断変形を生じ易くなつたためと考えられる。次に、空洞周辺岩盤の挙動を比較するために、変位ベクトルを図-17に示す。著者らのモデルとK_{s₁}モデルとの間ではほぼ同じ変形挙動が得られているが、K_{s₂}モデルによる最大内空変位が著者らのモデルに比べて約2.1倍となる。比較するために、K_{s₁}モデル、K_{s₂}モデルにより得られた内空変位を著者らのモデルによる内空変位で正規化した結果を表-6に示す。これより著者らのモデルとK_{s₁}モデルは空洞の天盤部、または側壁部、底盤部においての変位に約15%～25%の差があったが、K_{s₂}モデルでは著者らのモデルの2～3倍の変位が得られており、せん断剛性の定義方法や非線形性の違いが内空変位に敏感に反映されていることが分かる。

7. おわりに

本論文は、個別要素法などの不連続体解析に必要とする自然の岩盤不連続面の挙動特性を表す单一不連続面の力学的挙動モデルの選定およびその特性値を定量的に決定する一連のプロセスを示した。これは、種々の現場応力状態、せん断履歴が再現できるよう製作された室内力学特性試験の結果の利用を基本とするものである。また、実際に用いた十数種類の自然の岩盤不連続面の特性値の相互関係を考察し、既往の解析における問題点を指摘した。不連続面の賦存条件の複雑さや複数の影響因子が絡み合っていることから、特性値は実際の現場の状況に近い条件で試験的に求めるべきであると考える。

不連続面の力学的挙動モデルにピークせん断応力までの領域におけるせん断剛性の非線形性を考慮することによる影響効果を調べてその必要性を検討するため、個別要素法による空洞掘削シミュレーションを例とし、線形のせん断剛性と非線形性を忠実に考慮できる著者らのモデルによるせん断剛性を適用して比較した結果、せん断剛性の定義方法や非線形性の違いが変形挙動に敏感に反映されることが分った。以上より、せん断剛性に非線形性が見られる場合は、せん断剛性の適切な非線形性を考慮した不連続面挙動モデルの適用が必要であると考える。ま

た、ここに見られるようなせん断剛性の非線形性を理論的に表現することは現在のところ困難であり、不連続面の室内せん断試験結果を忠実に再現することを意図して定式化した著者らのモデルの有効性が示されたと考える。

本論文に示した岩盤不連続面の挙動モデルの選定とそれに対応した力学的特性値の決定のための一連のプロセスは、個別要素法など不連続体解析手法の信頼性の向上に寄与するものであると考えられる。今後は、様々な種類の岩に包含された不連続面の力学的特性の総括に基づき、実務的岩盤解析のためのデータベースの作成と実際現場の設計評価への適用などを行っていきたい。

参考文献

- 1) Cundall,P.A. : Distinct element models of rock and soil structure, *Analytical and Computational Methods in Engineering Rock Mechanics*, 129- 163, 1987.
- 2) Jing,L. & Stephansson,O. : Distinct element modelling of sublevel stoping, *Proc. of 7th. Int.Cong. Rock Mech*, Aachen, 741- 746, 1991.
- 3) Hart,R.D. & Lemos,J.V. : Numerical analysis of explosion-induced fault motion, *Proc. of 29th US Rock Mech. Symp.*, 1988.
- 4) Kinashi,H., Amano,S., Tsuchihara,H., Yoshida,H. & Michihiro,K. : Numerical study on reinforcement effect of cable bolt in discontinuous rock mass, *Environmental and Safety Concerns in Underground Construction*, Seoul, 553- 558, 1997.
- 5) Zhu,W., Chen,W. & Wang,B. : Numerical simulation and experimental study of excavation and anchoring support of underground chambers in jointed rockmass, *Environmental and Safety Concerns in Underground Construction*, Seoul, 565- 570, 1997.
- 6) Fowell,R.J. & Ma,S.J. : Numerical stability analysis of a large cavern in weak rock, *Environmental and Safety Concerns in Underground Construction*, Seoul, 293- 298, 1997.
- 7) Lanaro,F., Barla,G., Jing,L. & Stephansson,O. : Continuous and discontinuous modelling of the Corvara cliff, *Eurock'96*, Torino, 583- 588, 1996.
- 8) Zhu,F., Stephansson,O. & Wang,Y. : Stability investigation and reinforcement for slope at Daye Open Pit Mine, China, *Eurock'96*, Torino, Italy, 621- 625, 1996.
- 9) You,K., Moon,C. & Kim,B. : A numerical analysis for a hard rock tunnel in a mountain area considering discontinuities, *Proc. Korea-Japan Joint Symp. on Rock Eng.*, Seoul, 311- 317, 1996.
- 10) 藤原吉美、堀江正人、瀬岡正彦、平川芳明、森聰：大規模岩盤地下空洞の施工実績に基づく不連続体解析法の適用に関する検討、第10回岩の力学国内シンポジウム論文集、569-574、1998。

- 11) Bandis,S.C., Lumsden,A.C. & Barton,N.R. : Fundamentals of rock joint deformation, *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.* 20(6), 249- 268, 1981.
- 12) Brown,S.R. & Scholz,C.H. : Closure of rock joints, *J. of Geophysical Research* 91(B5), 4939- 4948, 1986.
- 13) Amadei,B. & Wibowo,J. : Applicability of existing models to predict the behavior of rock joints under different boundary conditions, *Proc. of 2nd Int. Conf. on Analysis of Discontinuous Deformation*, 36- 106, 1997.
- 14) 蒋 宇静, 江崎哲郎, 金子和宏, 野崎明人, 笹田俊治: 自然の岩盤不連続面のせん断特性の実験的評価, 第10回岩の力学国内シンポジウム論文集, 73-78, 1998.
- 15) Stephansson,O. & Jing,L. : Testing and modelling of rock joints, *Mechanics of Jointed and Faulted Rock*, Balkema, 37- 47, 1995.
- 16) Barton,N., Bandis,S. & Baktar,K. : Strength, deformation and conductivity coupling of rock joints, *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.* 22, 121- 140, 1985.
- 17) Goodman, R.E. : Methods of geological engineering in discontinuous rocks, West Publishing Company, 1976.
- 18) 江崎哲郎, 三谷泰浩, 亀田伸裕: 岩盤不連続面のせん断-透水同時試験装置の開発, 資源と素材, Vol.112, 213-218, 1997.
- 19) Plesha M. E. : Rock Joints, Theory, Constitutive Equations, Elsevier Science, 1995.
- 20) 江崎哲郎, 蒋 宇静, 杜 守繼, 三谷泰浩, 和田圭仙: 岩盤不連続面の表面形状変化とせん断特性との関係, 第10回岩の力学国内シンポジウム論文集, 79-84, 1998.
- 21) 赤井浩一, 川本眺万, 大西有三共訳: 不連続性岩盤の地質工 (R.E. グッドマン原著), 森北出版株式会社, 1978.
- 22) Saeb,S. & Amadei,B. : Modeling rock joints under shear and normal loading, *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.* 29, 267-278 , 1992.
- 23) Cundall, P.A. & Lemos, J.V. : Numerical simulation of fault instabilities with a continuously-yielding joint model, *Rockbursts and Seismicity in Mines*(Fairhurst, C. Ed. Rotterdam, A.A. Balkema), 147-152, 1990.
- 24) 中川光雄, 蒋 宇静, 江崎哲郎: 岩盤不連続面の力学的挙動モデルの提案について, 第28回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集, 194-198, 1997.
- 25) 中川光雄, 蒋 宇静, 江崎哲郎: 岩盤挙動解析における不連続面のせん断剛性の非線形性の効果, 第10回岩の力学国内シンポジウム論文集, 163-168, 1998.
- 26) 中川光雄, 蒋 宇静, 江崎哲郎: 地下空洞安定解析における岩盤不連続面の力学的挙動モデルの提案と適用, 土木学会論文集, No. 603/III - 44, 53-66, 1998.
- 27) CANMET : Determination of strength properties of rock discontinuities by direct shear test, Pit Slope Manual, 37-44, 1981.
- 28) Hencher,S.R. & Richards,L.R. : Laboratory direct shear testing of rock discontinuities, *Ground Engineering*, 24- 31, 1989.
- 29) 蒋 宇静: NGI (ノルウェー地盤工学研究所)・地盤挙動解析グループとの交流メモ, 1997. 8.

(1998.8.12. 受付)

QUANTITATIVE EVALUATION OF MECHANICAL PROPERTIES OF THE NATURAL ROCK JOINTS FOR ANALYZING BEHAVIOR OF STRUCTURES IN DISCONTINUOUS ROCK MASSES

Yujing JIANG, Mitsuo NAKAGAWA and Tetsuro ESAKI

The appropriate modeling of mechanical behavior of a discontinuity and the quantitative determination of its characteristics have an important role on evaluating the stability and deformational behavior of structures in the discontinuous rock masses. This paper is to present the laboratory test techniques and a rational procedure for the determination of deformational characters and strength of natural rock joints. The problems concerning with the assessment of these characteristics in the previous analysis are also pointed out based on the investigation of the shear tests conducted on several types of real natural joints. The distinct element analyses, in which both liner shear stiffness and non-linear one are introduced for the same ground conditions, are also carried out to clarify the effect of non-linearity of shear stiffness on the deformational behavior of rock structures.