

不連続体解析法を用いた数値シミュレーション による原位置岩盤のせん断挙動特性の評価

生貞幸治¹・溝上 建²・中川光雄³・蔣 宇静⁴・江崎哲郎⁵

¹正会員 工修 九州電力(株) 土木部原子力土木グループ (〒810-8720 福岡市中央区渡辺通 2-1-82)

²正会員 九州電力(株) 総合研究所土木グループ主幹研究員 (〒815-8520 福岡市南区塩原 2-1-47)

³正会員 博(工) (株)CRC総合研究所 関西支社課長役 (〒541-0056 大阪市中央区久太郎町 4-1-3)

⁴正会員 博(工) 長崎大学助教授 工学部社会開発工学科 (〒852-8521 長崎市文教町 1-14)

⁵正会員 工博 九州大学教授 大学院工学研究院附属環境システム科学研究センター

(〒812-8581 福岡市東区箱崎 6-10-1)

岩盤構造物の安定性評価にあたっては、対象岩盤の力学的特性を現場サイトで的確に把握するために原位置せん断試験が行われる。ある調査地点にて高角度の不連続面が卓越する岩盤を対象に原位置せん断試験を実施した結果、最大せん断応力時のせん断変位が非常に大きい延性的なせん断挙動を示す特徴が認められた。本研究では、そのメカニズムを解明してせん断強度の妥当性を評価することを目的に、不連続体解析法を用いた数値シミュレーションを行った。その結果、不連続面の変形挙動のみならず基質部の破壊を考慮することでせん断破壊面を模擬することができ、試験結果と類似した傾向を示すことができた。また、延性的なせん断挙動は、せん断破壊面直下の岩盤の変形に起因することを明らかにした。

Key Words : *rock joints, rock mass, in-situ shear test, discontinuous analysis method, numerical simulation*

1. はじめに

ダム、橋梁、原子力発電所などの岩盤上に設置される大型土木構造物、さらには地下発電所、エネルギー貯蔵施設などの大規模地下岩盤空洞の建設にあたっては、岩盤内に含まれる不連続面の変形挙動が、これらの岩盤構造物の安定性に影響を及ぼすケースが多いため、近年では、岩盤の不連続性を適切に評価し得る合理的な調査・設計・施工の重要性が高まっている^{1), 2)}。

これらの岩盤構造物の安定性評価にあたっては、まず、構造物の一部となる岩盤の強度、変形などの力学的特性を把握することが重要であり、そのために原位置岩盤試験が行われる。原位置岩盤試験のうち、原位置せん断試験は、周知のとおり構造物の設計に必要な岩盤のせん断強度を求めるために実施される非常に重要な試験である。

ある調査地点(川内地点)にて層理に沿う割れ目(以降、層理面という)が卓越する粘板岩を対象に原位置せん断試験(ブロックせん断試験)を実施した結果、最大せん断応力は突出したピーク値を示さず、そのときのせ

ん断変位は約 25mm~40mm と非常に大きい延性的なせん断挙動を示す特徴が認められた。九州各地で硬岩を対象に実施された原位置せん断試験³⁾(ブロックせん断試験およびロックせん断試験)において求められた最大せん断応力と無次元化した水平変位の関係を図-1に示す。ここで、無次元化した水平変位とは、最大せん断応力に対する試験ブロックの水平変位を試験ブロックの長さで除して百分率で示した値である。比較的割れ目の少ない礫岩および砂岩の無次元化した水平変位は約2%以内、鉱物の定向性による顕著な片理を有する片岩の無次元化した水平変位は約2%~4%の範囲に分布する。これらの岩種と比較して、本研究の対象である川内地点の粘板岩の無次元化した水平変位は最も大きく、約4%~6%となる。このように、粘板岩や片岩などの、層理面や片理の卓越する不連続性岩盤では、礫岩や砂岩などの塊状岩盤に比べて試験時に大きな変形を生じる傾向がある。

不連続性岩盤を対象として実施された原位置せん断試験の結果は、試験体が標準の0.6m×0.6m程度のスケールでは、層理面などの比較的小規模な不連続面の存在

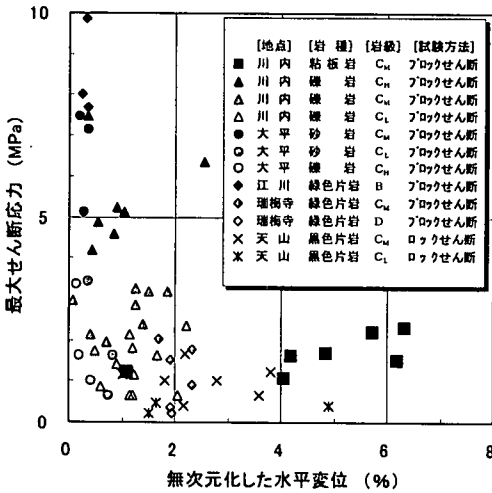


図-1 最大せん断応力と無次元化した水平変位の関係

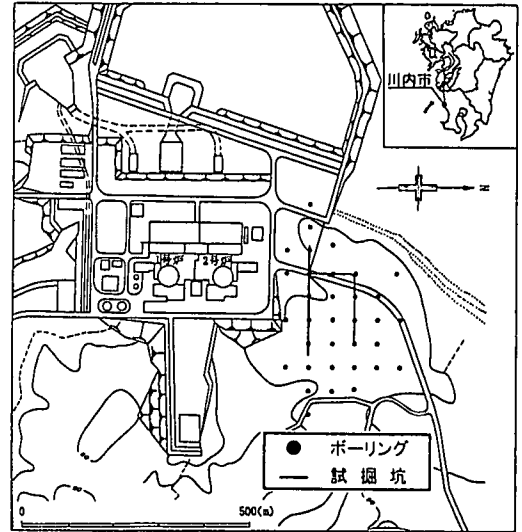


図-2 川内原子力発電所敷地内の調査位置図

に大きく支配されることが知られている^{4), 5)}. このため、従来から室内模型実験^{6) - 9)}による基礎的な研究が行われているが、これらは不連続面と作用荷重の方向による異方性の影響に着目した研究が多く、その際の応力-変位関係および不連続面の分布が試験時のせん断挙動特性に及ぼす影響は明確になっていない。また、原位置せん断試験結果に及ぼす不連続面の影響を室内模型実験のみで評価することは、複数の系列からなる複雑な不連続面の分布を取り扱うことは困難であること、また、破壊現象のメカニズムの解明が難しいことなどの理由から必ずしも合理的ではないため、岩盤の不連続性を考慮できる解析手法を用いた原位置せん断試験の数値シミュレーションとそれを用いた評価手法の確立が望まれる。しかしながら、数値解析を用いた原位置せん断試験に関する研究は、現段階では不連続面を含まない比較的均質な軟岩を対象とした研究^{10) - 12)}がほとんどで、不連続面の分布を考慮した京谷ほか¹³⁾の均質化法を用いた研究もあるが基本的には等価連続体解析であり、直接的に不連続面をモデル化したケースはあまり見受けられない。

本研究では、上記の粘板岩の延性的なせん断挙動のメカニズムを解明してせん断強度の妥当性を評価することを目的に、不連続面の力学的特性および幾何学的分布特性を比較的忠実にモデル化できる個別要素法¹⁴⁾に基づく不連続体解析法を用いた原位置せん断試験の数値シミュレーションを実施する。ここで、解析に用いる不連続面の力学的特性は、調査地点から採取した自然の不連続面サンプルの室内試験結果に基づいて評価する。一方、不連続面の幾何学的分布特性については、地質観察結果から得られた情報に基づいて一定の規則性を有する不連続面の分布モデルを作成する。そして、適切な数値シミュレーションの方法について、不連続面に囲まれた岩盤内

の基質部(以降、基質部という)の破壊をどのように考慮すべきかに着目した検討を行う。さらに、数値シミュレーションから得られた知見を踏まえて、原位置岩盤のせん断挙動特性の評価を行う。

2. 対象岩盤の概要

本研究の調査地点は、鹿児島県川内市西部に位置する川内原子力発電所の敷地内であり、1, 2号機北側の約25万m²の範囲にてボーリング調査、試験坑調査および岩石・岩盤試験などが実施されている(図-2参照)。当地点の地質は秩父帯に属すると考えられ、主に、中生代の礫岩、砂岩および粘板岩と、これらを被覆する新生代の火山岩類(安山岩、凝灰岩など)から構成される。

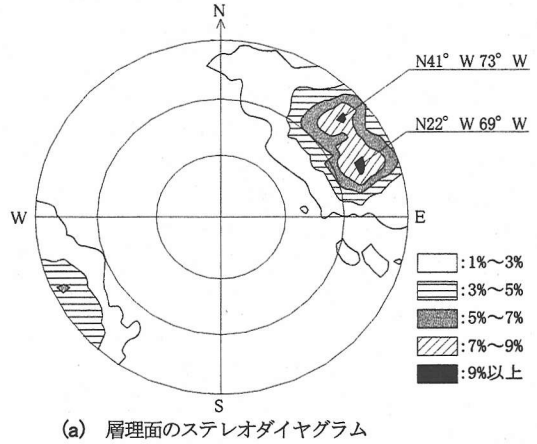
このうち、本研究の対象とした岩盤は粘板岩であり、固結度の高い堆積性の硬岩である。その色調は黒灰~暗灰色で、基質部は新鮮であるものの連続性の高い層理面が卓越している。

表-1に粘板岩の岩盤評価基準と試験坑での出現率を示す。この岩盤評価基準は、硬岩に対して一般に良く用いられている電研式岩盤分類¹⁵⁾の考え方を基本としながら、当地点の地質および地質構造の特徴を考慮し、基質部の硬さと不連続面、特に層理面の性状に着目して作成したものである。すなわち、表-1に示すように基質部の硬さについては岩石ハンマーの反発音により判定した「硬軟A~C」、不連続面の性状については「層理面の間隔I~VI」、「層理面の状態a~d」を指標とし、これら3要素の組合せによって岩盤の評価を行った。ここで、出現率とは、試験坑の側壁で行われた約1m間隔の地質観察結果を1単位とし、各要素の組合せが出現する頻度

表一 粘板岩の岩盤評価基準と試掘坑での出現率

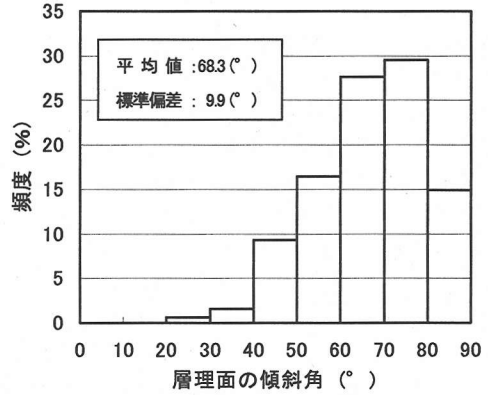
[単位: %]

硬軟	層理面の間隔 (m)		層理面の状態					
	>0.3	0.3~0.1	0.1~0.05	0.05~0.03	0.03~0.01	岩片状		
	I	II	III	IV	V	VI		
金属 A	密着 a	1.4	4.4	3.9	0.0	0.0	0.0	
	分離・フィルム状粘土挟有 b	0.0	2.2	5.4	0.9	0.0	0.0	
	粘土挟有・鏡肌顕著 c	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
	風化・変質 d	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
やや金属 B	密着 a	0.0	0.3	0.7	1.1	0.0	0.0	
	分離・フィルム状粘土挟有 b	0.0	0.9	10.5	24.4	14.8	0.0	
	粘土挟有・鏡肌顕著 c	0.0	0.0	0.9	5.8	0.9	0.0	
	風化・変質 d	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
にぶい C	密着 a	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
	分離・フィルム状粘土挟有 b	0.0	0.0	0.0	1.1	1.8	0.4	
	粘土挟有・鏡肌顕著 c	0.0	0.0	0.0	4.1	10.5	2.7	
	風化・変質 d	0.0	0.0	0.0	0.0	0.9	0.0	



を計数して試掘坑に現れた粘板岩全体に対する百分率で示した値である。表一によると、粘板岩の層理面の間隔は0.1m以下のものが多く、平均的には0.03m程度なのが主体である。層理面の状態は分離しているか薄いフィルム状の粘土を挟むものが多い。出現率はBIVbの組合せが最も多く全体の約24%を占める。次に出現率の高い組合せはBVbの約15%である。なお、基質部の硬軟の評価がランクBに該当する岩盤の基質部の一軸圧縮強度は平均で約35MPaである。

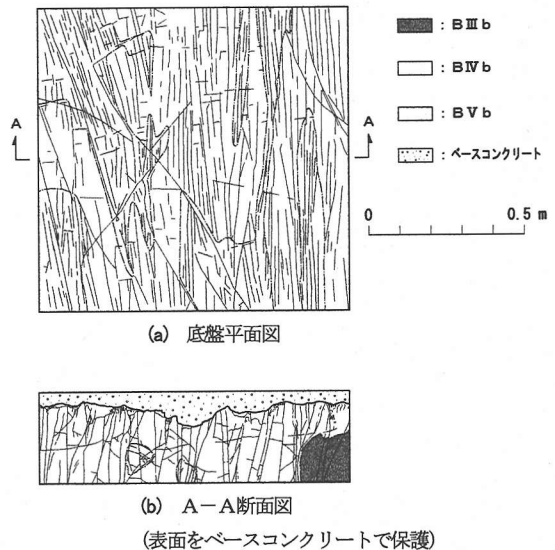
上記と同様の試掘坑調査によって得られた粘板岩の層理面のステレオダイアグラムを図一3(a)に示す。層理面の走向は北西-南東方向で、西傾斜のものが主体的である。また、図一3(b)に示す層理面の傾斜角ヒストグラムによると、傾斜角の平均値は68.3°、標準偏差は約9.9°であり、比較的高角度のものが多い。これらは、当地点における大局的な地層の方向性と調和的である。



図一3 粘板岩の層理面の方向性

3. 原位置せん断試験の結果

先に述べた粘板岩のうち、出現率の高いBIVbおよびBVbの組合せに該当する岩盤を対象に原位置せん断試験を実施した。原位置せん断試験実施箇所付近の地質観察結果を図一4に示す。図一4(a)は、観察範囲1.0m×1.0mの底盤平面図である。図一4(b)は、図一4(a)の表面をベースコンクリートで保護した後、その中央部を大型岩盤カッターで切断し、深さ約0.3mまで掘削した小規模トレンチの断面図である。これによると、深部まで連続性を有する高角度な層理面が数cm間隔で卓越していることが分かる。また、大局的にみて層理面にほぼ直交する節理が僅かながら存在する。節理の分布密度は層理面の1/3程度であり、その連続性は乏しく、観察された節理のほとんどが層理面によって分断されている。



図一4 原位置せん断試験実施箇所付近の地質観察結果

当地点での原位置せん断試験は、底盤の岩盤整形を慎重に行った後、露出させた寸法 0.6m×0.6m の試験面にコンクリートブロック（以降、試験ブロックという）を打設し、それに荷重を載荷することで岩盤をせん断するブロックせん断試験を採用した。図-5に試験装置の概念図を示す。荷重の載荷方法および変位の計測方法は土木学会の指針¹⁶⁾に準拠した。荷重の載荷方法については、垂直荷重による予備載荷を行った後、所定の初期垂直応力まで載荷した状態で傾斜荷重を破壊に至るまで段階的に増加させた。傾斜荷重の載荷ステップは0.02MN、載荷速度は0.25MPa/minとした。傾斜荷重の方向は水平面に対して15°とし、層理面の傾斜方向に対して流れ目の方向とした。変位の計測方法については、鋼製の基準梁を不動点として、試験ブロックの上面に4箇所、背面に4箇所の変位計を設置し、それぞれの平均を垂直変位およびせん断変位として試験結果を整理した。

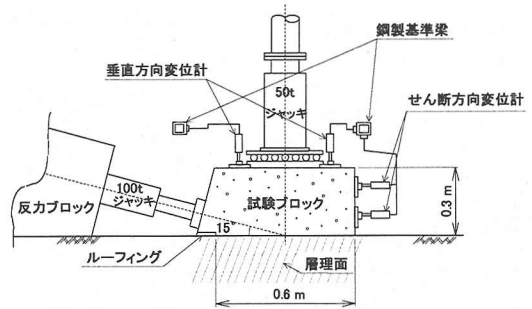
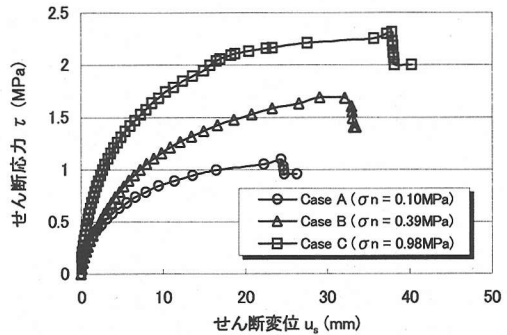
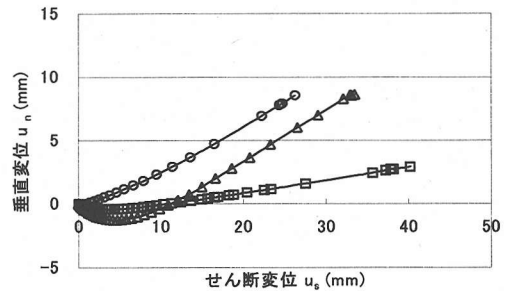


図-5 原位置せん断試験装置の概念図
(ブロックせん断試験)

試験結果の例として、初期垂直応力 0.10 MPa (Case A), 0.39MPa (Case B) および 0.98MPa (Case C) の条件で実施した3ケースを図-6(a)に示す。図-6(a)はせん断応力とせん断変位の関係、図-6(b)は垂直変位とせん断変位の関係である。これらによると、初期垂直応力の増加に伴って最大せん断応力は増加し、垂直変位が抑制される一般的な傾向が得られている。しかしながら、すべてのケースにおいて、最大せん断応力は突出したピーク値を示さず、そのときのせん断変位が約25mm~40mmと非常に大きい延性的なせん断挙動を示す特徴がみられる。既往の試験結果³⁾によれば、その値は10mm以内であることが多い。また、Case Bの試験後に行った地質観察により得られたせん断破壊面の深度分布を図-6(c)に示す。これによると、試験による岩盤の破壊は試験ブロックから40mm程度の深さにまで及んでいることが分かる。



(a) せん断応力とせん断変位の関係



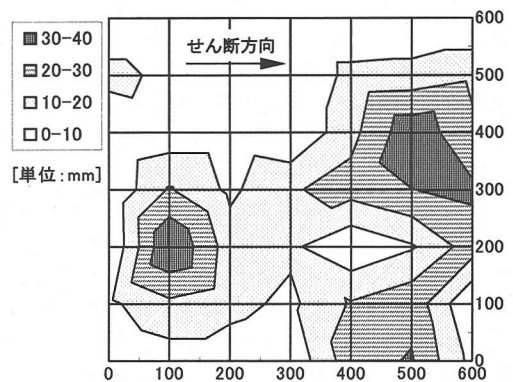
(b) 垂直変位とせん断変位の関係

以上のような延性的なせん断挙動が層理面の卓越する粘板岩特有の性質であるのか、それとも岩盤の整形方法や試験方法に起因するものなのかを、原位置の地質観察結果および試験結果のみから判断することは困難であった。

4. 原位置せん断試験の数値シミュレーション

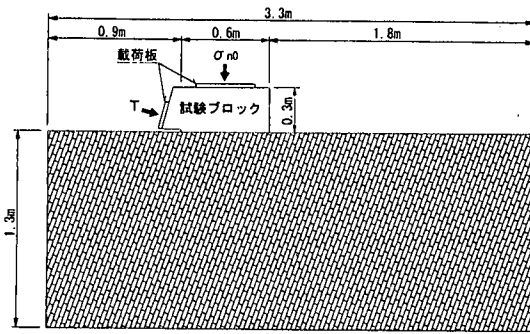
(1) 数値解析方法の選択

原位置せん断試験の数値シミュレーションを行うにあたり、本研究の対象岩盤である粘板岩のモデル化を考えると、まず、岩盤を等価な連続体と仮定する有限要素法に代表される連続体解析法の導入が考えられる。しかし、基質部の一軸圧縮強度が約35MPaの硬岩であるにもかかわらず、最大せん断応力時のせん断変位が大きいという事実から、岩盤内に存在している不連続面の影響を

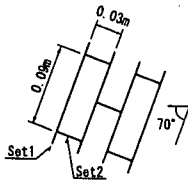


(c) せん断破壊面の深度分布 (Case B)

図-6 原位置せん断試験結果



(a) 全体図



(b) ブロック拡大図

図-7 解析モデル

適切に評価することが重要であると考えられる。このため本研究では、不連続面の力学的特性および幾何学的分布特性を比較的忠実にモデル化できる不連続体解析法を導入することにした。ここでは、数種類の不連続体解析法¹⁷⁾のうち個別要素法を採用した。個別要素法は不連続面によって区切られた岩石ブロックの変位、回転およびこれに伴う不連続面の分離が許容されること、各岩石ブロックは変形体として取り扱うために離散化されるなどの特徴を有する。近年では斜面の崩落解析¹⁸⁾および大規模地下空洞の安定解析¹⁹⁾などの実務的設計にも利用されている。

(2) 岩盤のモデル化

a) 不連続面の幾何学的分布特性のモデル化

不連続体解析を行うにあたっては、不連続面の幾何学的分布特性、すなわち、分布密度、傾斜角、連続性などを地質調査結果を基に適切に評価し、現実の姿を反映した解析モデルを作成しなければならない²⁰⁾。本研究では原位置せん断試験の数値シミュレーションを目的とすることから、試験箇所付近で観察された不連続面の分布特性が一様に広く分布するとして解析モデルを作成した。

図-7に作成した解析モデルを示す。解析モデルは2系列の不連続面群、すなわち層理面(以降、Set1という)とそれに直交する節理(以降、Set2という)から構成される。Set1については、表-1、図-3(a)、(b)および図-4(b)に示した層理面の分布特性を反映して、間隔0.03m、傾斜角70°で連続的にモデル化した。一方、Set2については、図-4(b)に示したように節理のほとんどが層理面によって分断されている事実を反映して断続的にモデ

ル化した。この際、Set2の大局的な方向性がSet1にほぼ直交する傾向にあることを表現するため、噛合い比1/2の千鳥状配置とした。Set2の間隔は、節理の分布密度がSet1の1/3程度であることから、Set1の間隔の3倍(0.09m)とした。なお、溝上ほか²¹⁾の行った室内模型実験の結果によると、Set2のように断続的な不連続面の噛合い状態が、程度は小さいものの岩盤のせん断挙動に影響を及ぼすことが報告されている。本研究では、原位置にて観察された節理の断続性と大局的な方向性が損なわれないようにSet2の噛合い比を1/2と設定したが、不連続面の幾何学的分布が岩盤のせん断挙動に及ぼす一般的な傾向を把握する目的のためには、噛合い比やその他の分布特性をパラメータとした岩盤モデルによる検討が別途必要と考えられる。

試験ブロックについては、原位置せん断試験と同じく試験面の寸法が0.6mのコンクリートブロックでモデル化した。なお、本解析は試験面の中央断面における2次元解析(平面ひずみ条件)であるため、試験ブロックおよび岩盤ともに奥行き方向は単位長さとして取り扱う。

b) 解析モデルの境界条件

図-7に示すように、解析モデルの右側境界は、事前に予備解析を行い、荷重載荷に伴う岩盤の変形がモデル境界の影響を受けない位置、すなわち、試験ブロックの右端から試験面寸法0.6mの3倍(1.8m)の位置に設定した。左側境界は、荷重の載荷側であるため試験による影響は少ないと考え、試験ブロックの左端から試験面寸法の1.5倍(0.9m)の位置とした。これは、試験箇所が試験坑の中心とした場合の坑壁位置に相当する。また、原位置せん断試験において岩盤が破壊される領域は比較的浅部に集中することから、下側境界は岩盤表面から1.3m下方の位置に設定した。なお、境界条件はすべて完全固定とした。

c) 基質部と不連続面の力学的特性値

基質部については、ボーリングコアサンプルの室内三軸圧縮試験結果をもとに表-2に示す力学的特性値を設定した。粘着力 c 、内部摩擦角 ϕ および引張強度 σ_t は、後述する基質部の塑性化および新規亀裂発生の判定に使用した。

一方、不連続面の力学的特性は開口性、夾在物の有無、表面の粗さなどの多くの要素に左右されるが、調査地点から対象とする自然の不連続面サンプル(分離もしくは薄いフィルム状の粘土を挟む層理面)を採取して一面せん断試験を実施することで、不連続面の力学的特性値および挙動モデルの評価を行うことができる²²⁾。まず、採取したサンプルをせん断試験用の型枠に埋め込んで試験体を作成し、試験装置のせん断箱内に設置する。次に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十分に残留応力に達したと考えられる時点までせ

表-2 基質部の力学的特性値

弾性係数 E	1.481×10 ⁴ (MPa)
ポアソン比 ν	0.19
密度 ρ	2.66 (g/cm ³)
粘着力 c	3.04 (MPa)
内部摩擦角 φ	46.0 (°)
引張強度 σ _t	1.41 (MPa)

表-3 不連続面の力学的特性値

垂直剛性 K _n	1.833×10 ⁴ (MPa/m)
せん断剛性 K _s	0.088×10 ⁴ (MPa/m)
粘着力 c	0 (MPa)
摩擦角 φ	34.3 (°)
引張強度 σ _t	0 (MPa)
ダレーション角 i	0 (°)

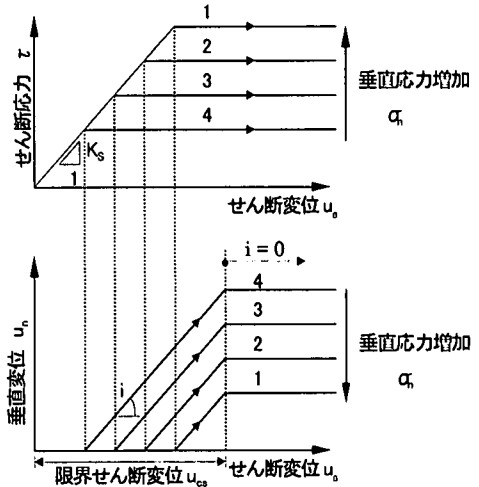


図-8 Coulomb 滑りモデル

せん断変位を与えた。そして、得られた試験結果に基づいて表-3に示す不連続面の力学的特性値を設定した。垂直剛性K_nは、垂直応力載荷時の試験体の垂直変位から基質部の変位を除去した不連続面自体の垂直応力-垂直変位曲線を直線回帰して算定した。せん断剛性K_sは、せん断応力-せん断変位曲線における初期の線形部分の終了点と原点を結んだ直線の傾きから算定した。粘着力cおよび摩擦角φは、ピーク時のせん断応力と垂直応力の関係を直線回帰して算定した。なお、分離した自然の不連続面の状態から判断して引張強度σ_tは0MPaとした。また、試験に供した不連続面の表面形状は平滑で、せん断に伴う垂直変位がほとんど現れなかったことからダイレーション角iは0°とした。不連続面の挙動モデルについては、試験においてピーク時までは線形的な挙動を示し、その後突出したせん断応力のピークを示さずそのまま残留応力に達する傾向が見られたことから、図-8に示すCoulomb滑りモデルを採用した。

(3) 解析ケースおよび解析方法

原位置せん断試験の数値シミュレーションを行うにあたっては、不連続面の変形挙動の他に、各基質部(0.03m×0.09mの岩石ブロック)の破壊をどのように考慮すべきかについて検討しておく必要がある。ここでは以下に述べる3つの解析ケースで検討した。

a) 弾性解析

Case 1では基質部を弾性体としてモデル化しており、Set1とSet2に囲まれた基質部は内部応力の増加に伴って弾性変形を生じるが、破壊後の挙動までは考慮されていない。

b) 弾塑性解析

Case 2では基質部を完全弾塑性体としてモデル化しており、破壊後は塑性流動を生じる。破壊の判定には以下

に示す破壊規準を用い、せん断による破壊にはMohr-Coulomb規準の式(1)を、引張による破壊には式(2)を適用した。

$$fs = (1 - \sin \phi) \sigma_1 - (1 + \sin \phi) \sigma_3 - 2c \cos \phi \quad (1)$$

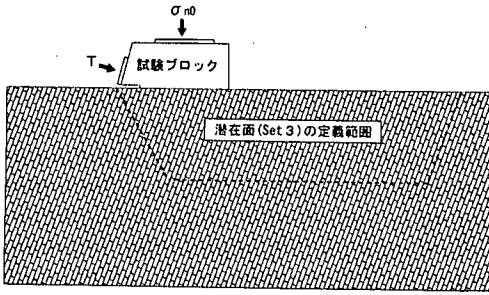
$$ft = \sigma_1 - \sigma_3 \quad (2)$$

ここに、cは粘着力、φは内部摩擦角、σ_tは引張強度、fsはせん断による破壊規準関数、ftは引張による破壊規準関数であり、fsおよびftが0より小さい場合に破壊と判定する。

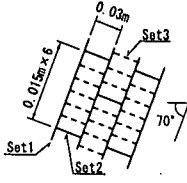
c) 亀裂発生・進展解析²³⁾

Case 3では基質部の内部応力が与えられた破壊条件に達した場合、既存の不連続面のほかに新規の亀裂を発生させることで破壊後の挙動が表現される。ここでは、新規亀裂の発生が予測される位置に予め潜在的な境界面(以降、潜在面Set3という)を定義しておく方法を取る。Set3は基質部内の破壊位置の任意性を保ち、かつ岩盤全体の挙動に影響しないように、図-9に示すとおりSet1に直交する方向に0.015mの間隔で配置した。

新規亀裂の発生プロセスを図-10に示す。载荷初期の比較的低い応力状態では、Set3を挟む基質部が一体となり連続体として挙動する。このとき、Set3は周囲の基質部と等価な剛性と強度を有する。そして、あるSet3の応力状態が亀裂の発生条件に達したと判定された時、その剛性と強度は自動的に不連続面の値として処理され、以降はSet1およびSet2と同様に不連続面として挙動する。亀裂の発生条件には弾塑性解析と同様に式(1)、式(2)の破壊規準を適用した。式中の主応力(σ₁, σ₃)は、亀裂発生の判定を行うSet3上において評価すべきであるが、Set3は個別要素法における境界面であるため、直接的に応力テンソル(σ_{xx}, τ_{xy}, σ_y)を求めて主応力を算定することはできない。ここでは、式(3)に示すAiryの応力関



(a) 全体図



(b) ブロック拡大図

図-9 潜在面 (Set3) のモデル化

数 Φ を補間関数として用い、Set3 の中心位置 (x, y) の応力テンソルを求めて主応力を算定した。

$$\Phi = \frac{a}{6}x^3 + \frac{b}{2}x^2y + \frac{c}{2}xy^2 + \frac{d}{6}y^3 \quad (3a)$$

$$\sigma_x = \frac{\partial^2 \Phi}{\partial y^2} \quad (3b)$$

$$\tau_{xy} = \frac{\partial^2 \Phi}{\partial x \partial y} \quad (3c)$$

$$\sigma_y = \frac{\partial^2 \Phi}{\partial x^2} \quad (3d)$$

ここに、 a, b, c, d は定数であり、Set3 を挟む上方および下方におけるそれぞれ2点 (計4点) の応力テンソルから決定される。

(4) 解析手順

解析手順のフローを図-11 に示す。荷重の載荷方法については、第3章で述べた実際の原位置せん断試験と同じく荷重制御方式とした。実際の試験では、本載荷に先駆けて、岩盤と試験装置全体のなじみを良くするために垂直荷重による予備載荷を実施するが、解析ではその必要はないので予備載荷を省略し、自重解析完了後に本載荷を行った。本載荷は、初期垂直荷重、傾斜荷重の順で、試験ブロック上にモデル化した載荷板の中心に集中荷重として載荷した。まず、初期垂直応力を 0.39MPa まで載荷し、その値を一定に保ちながら傾斜荷重を 0.02MN ステ

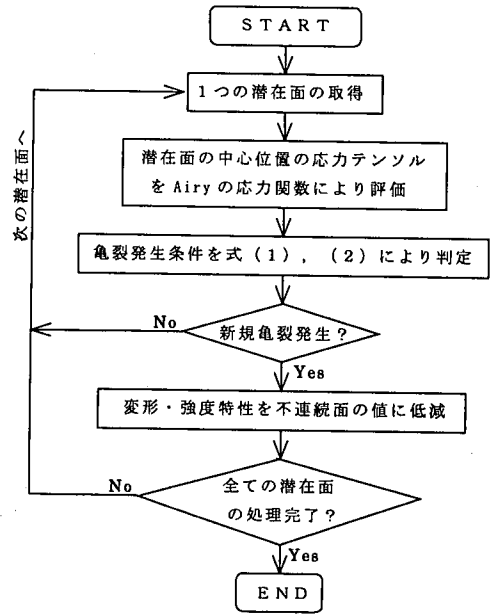


図-10 新規亀裂の発生プロセス²³⁾

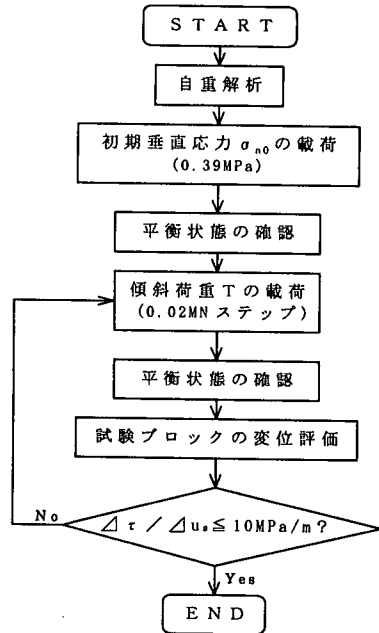


図-11 解析手順のフロー

ップで段階的に増加させた。傾斜荷重の方向は、位置せん断試験と同じく水平面に対して 15° とし、Set1 の傾斜方向に対して流れ目の方向とした。傾斜荷重の増加は、せん断応力増分を $\Delta \tau$ 、せん断変位増分を Δu_s とし、その比 $\Delta \tau / \Delta u_s$ が 10MPa/m に達した時点 (図-6 に示した原位置せん断試験結果ではほぼ最大せん断応力の時点に相当) の載荷ステップまで継続した。

変位の評価点については、原位置せん断試験の変位計測位置を参考にして、試験ブロックの上面に2箇所、および背面に2箇所の評価点を設け、上面評価点の垂直方向変位の平均を垂直変位、背面評価点の水平方向変位の平均をせん断変位として解析結果を整理した。

(5) 解析結果の比較検討

a) せん断応力とせん断変位の関係

図-12(a)にせん断応力とせん断変位の関係を示す。同図には原位置せん断試験 Case B の結果も併せて示す。解析により得られた結果は、どのケースも原位置せん断試験結果と同様に延性的なせん断挙動を示す。各ケースの最終荷重ステップにおけるせん断変位は、Case 1 で29mm, Case 2 で34mm, Case 3 で31mm であり、原位置せん断試験 Case B の最大せん断応力時のせん断変位 (31mm) とほぼ一致している。同一のせん断応力において発生しているせん断変位を比較すると、Case 1 よりも Case 2 の方が、さらに、Case 2 よりも Case 3 の方が大きく、同一のせん断変位に対するせん断応力は同様の順に小さく、原位置せん断試験結果に接近する傾向が見られる。ただし、せん断応力の絶対値は一致しない。

b) 垂直変位とせん断変位の関係

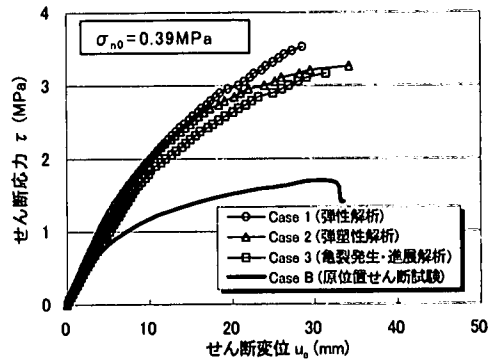
図-12(b)に垂直変位とせん断変位の関係を示す。Case 1 や Case 2 に比較して Case 3 では、せん断に伴い発生する垂直変位は小さく、原位置せん断試験結果に接近する傾向が見られる。図-13 に原位置せん断試験 Case B と亀裂発生・進展解析 Case 3 のせん断に伴う試験ブロックの移動・回転の状況を示す。ここでは移動量に対して試験ブロックを1/10スケールで表示している。試験ブロックの回転角度 θ の最大値は Case B で 0.5° 、Case 3 で 1.9° であり、Case B に比較して Case 3 は試験ブロックの回転が僅かに大きいものの、回転の方向およびせん断に伴って試験ブロックが一旦沈下した後には浮上がり回転する傾向は類似している。

c) 岩盤内部の破壊現象

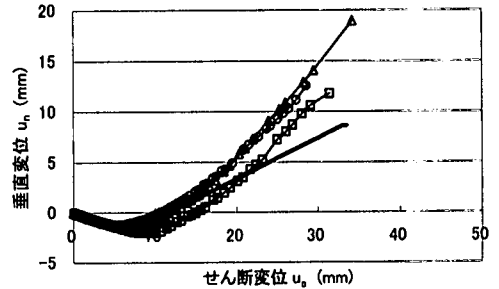
荷重に伴う岩盤内部の破壊現象の遷移を図-14~図-16に示す。ここでは、試験ブロックが岩盤と接している試験面の左端をA点、右端をB点と呼ぶ。

図-14 (弾性解析) では、荷重の初期段階でA点付近にSet1の剥離が生じる。その後、せん断応力の増加に伴いA点を起点としてSet1とSet2の剥離が進行し、試験面から深さ約0.5mの範囲にまで及んだ。

図-15 (弾塑性解析) では、荷重の初期段階でA点付近にSet1の剥離が生じると同時に、試験面近傍に基質部の破壊が発生し、せん断応力の増加に伴ってその領域は拡大する。これは、実際の原位置せん断試験において終局的に形成されたせん断破壊面 (図-6(c)参照) に相当すると考えられる。また、B点を起点としてSet2に沿つ

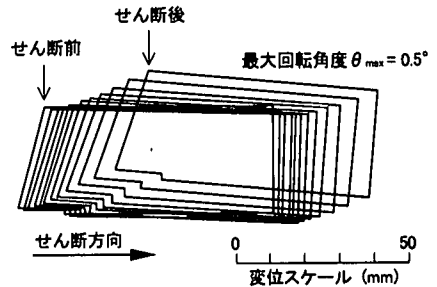


(a) せん断応力とせん断変位の関係

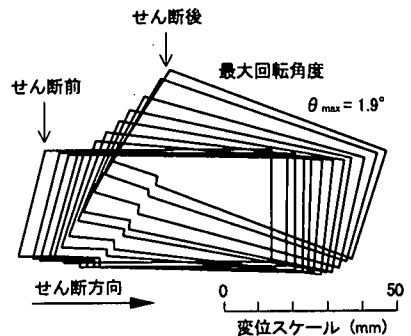


(b) 垂直変位とせん断変位の関係

図-12 解析結果と原位置せん断試験結果の比較



(a) Case B (原位置せん断試験)



(b) Case 3 (亀裂発生・進展解析)

図-13 せん断に伴う試験ブロックの移動・回転の状況 (試験ブロックを1/10スケールで表示)

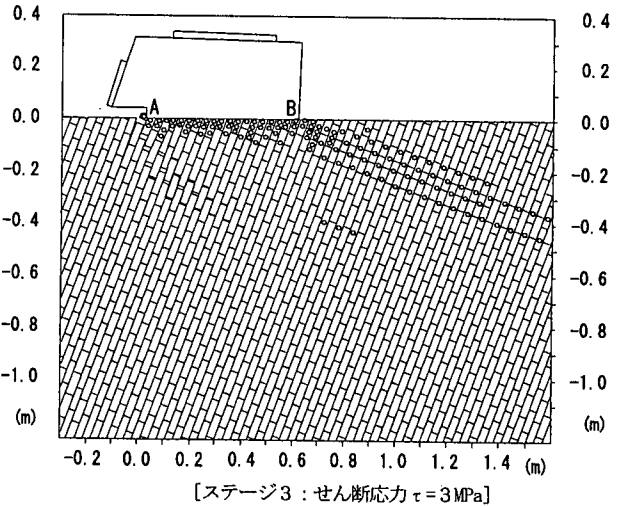
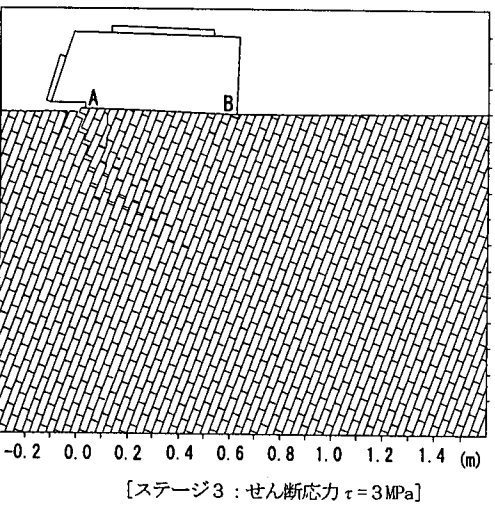
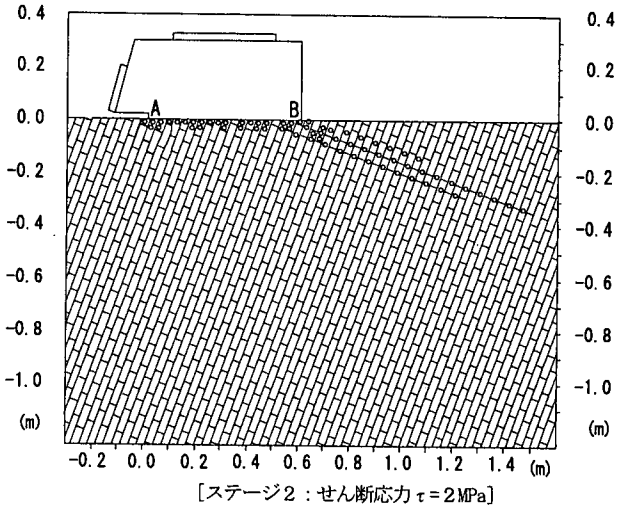
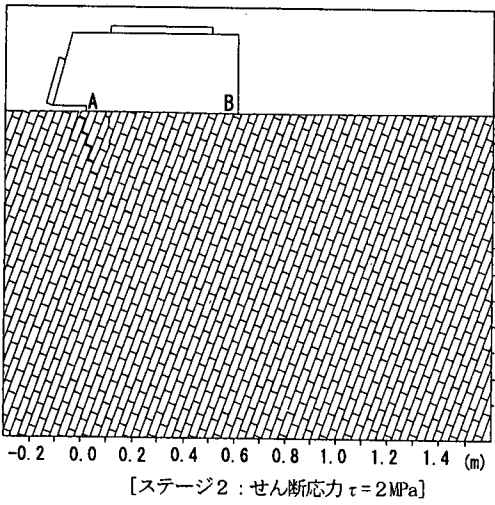
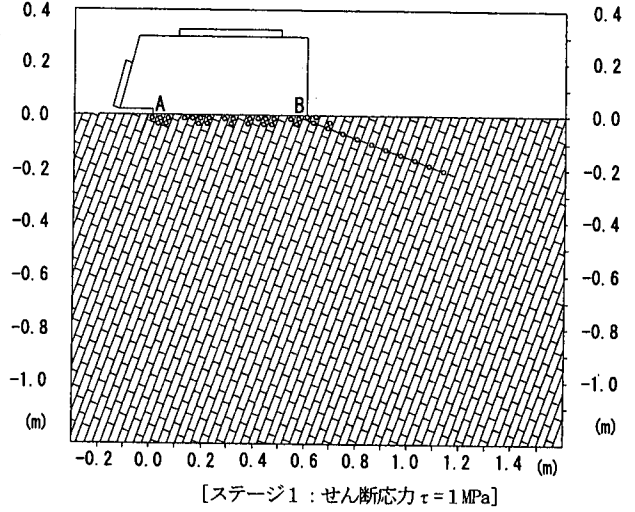
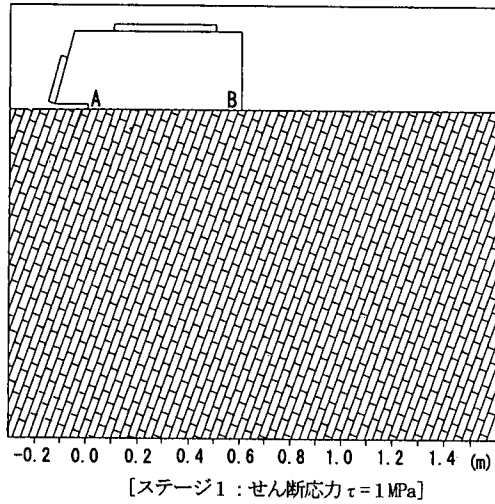


図-14 Case 1 (弾性解析) の破壊現象の遷移

*	せん断により破壊した基質部 [式(1)]
○	引張により破壊した基質部 [式(2)]

図-15 Case 2 (弾塑性解析) の破壊現象の遷移

た破壊が発生しており、せん断応力の増加に伴ってその領域も拡大する。なお、Case 1 と同様に A 点を起点とした Set1 と Set2 の剥離も進行するが、Case 1 ほど卓越的でない。

図-16 (亀裂発生・進展解析) に示すように、Case 3 の岩盤内部の破壊現象は Case 2 と類似しているが、载荷の初期段階で試験面近傍にて A 点側から亀裂が発生し、せん断応力の増加に伴って徐々に B 点側に亀裂が進展していく現象が明瞭に見られる。また、試験面近傍及び B 点を起点とした亀裂発生・進展領域は、Case 2 の塑性領域に比べて狭くなっている。これは、Case 3 では新規亀裂の発生により基質部に不連続性が生じたためと考えられる。ただし、Case 2 の塑性領域と Case 3 の亀裂発生・進展領域は、そのほとんどが共に引張破壊によるものであり、両者の力学的な破壊のメカニズムは一致している。

d) 試験面近傍の岩盤の変形性

試験面の 50mm 下方における岩盤の水平変位分布 (図-17) をもとに、試験面近傍の岩盤の载荷に伴う変形過程を詳細に検討する。Case 1 の結果を図-17(a) に示す。同図には比較のために試験ブロックの水平変位も併せて示す。同様に Case 2 の結果を図-17(b) に、Case 3 の結果を図-17(c) に示す。これらによると、試験面直下のみならず、その 50mm 下方における岩盤にも载荷に伴う変形が生じていることが分かる。各解析ケースの結果を比較すると、水平変位は Case 1 よりも Case 2、Case 3 の方が大きく、せん断応力の増加に伴ってその差は明瞭になる。せん断応力 3MPa における水平変位の平均値は、Case 1 で 16mm、Case 2 で 17mm、Case 3 で 19mm である。すなわち、Case 2 および Case 3 では基質部の破壊を考慮したことより、岩盤の変形に対する自由度が大きくなったものと考えられる。

ところで、ここで最も注目すべき点は、せん断応力が 1MPa の場合、すべての解析ケースにおいて試験面の 50mm 下方における岩盤の水平変位は試験ブロックの水平変位とほぼ一致していることである。そして、せん断応力の増加に伴って両者の水平変位に徐々に相対的な差が生じるようになる。この両者の相対水平変位の分布を図-18(a)~図-18(c) に示す。図-18(c) の Case 3 を例にとりて考察すると、せん断応力 1MPa の時点では、相対水平変位の平均値は 0.5mm と微小である。これは比較的低いせん断応力下では、不連続面が卓越する影響により試験ブロックとその下部の岩盤が一体となって挙動していることを意味している。そして、せん断応力の増加に伴って試験面近傍における基質部の破壊が進行するため、相対水平変位の平均値は 1.4mm (2MPa)、3.5mm (3MPa) と徐々に大きくなる。相対水平変位の分布は、せん断応力 2MPa までは A 点側の方が B 点側よりも大きい傾向を示すが、せん断応力 3MPa の時点では逆の分布傾向を示すように

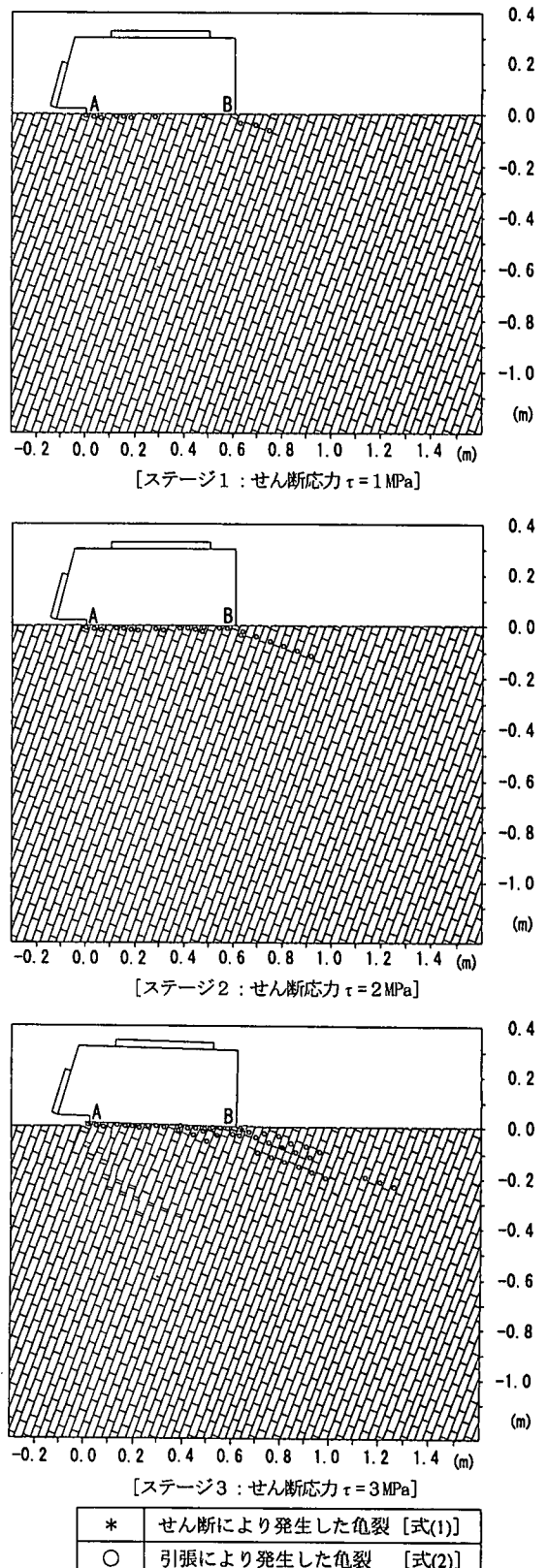
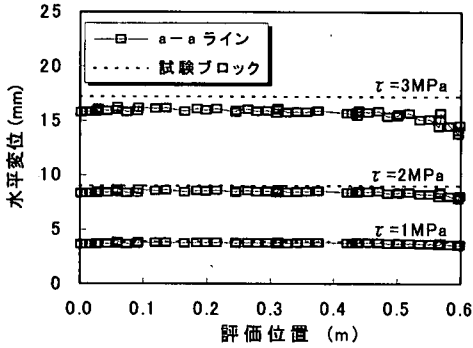
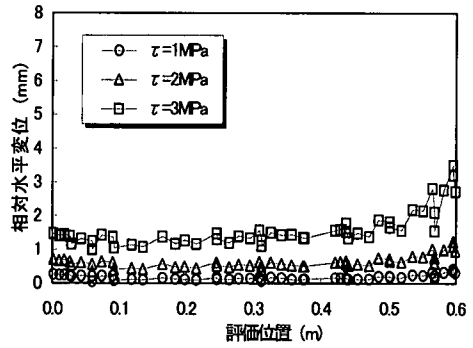


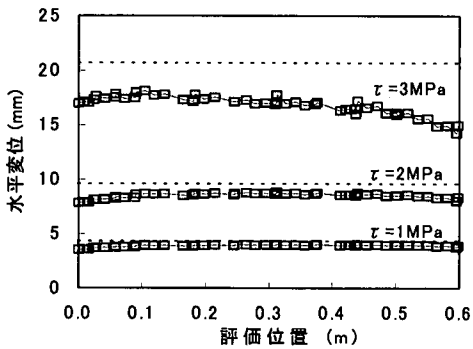
図-16 Case 3 (亀裂発生・進展解析) の破壊現象の遷移



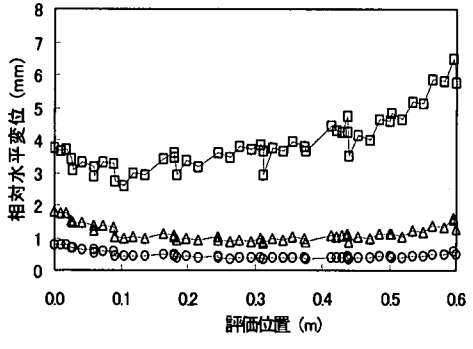
(a) Case 1 (弾性解析)



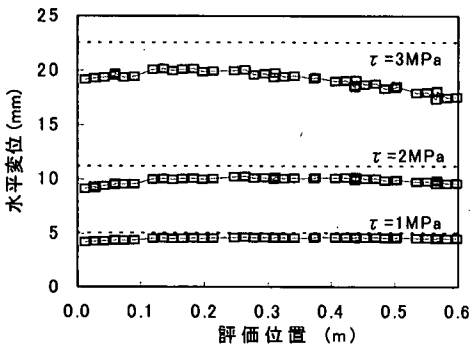
(a) Case 1 (弾性解析)



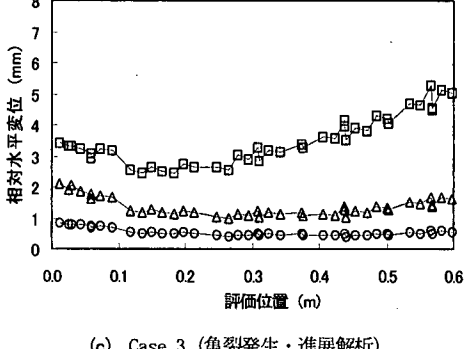
(b) Case 2 (弾塑性解析)



(b) Case 2 (弾塑性解析)



(c) Case 3 (亀裂発生・進展解析)



(c) Case 3 (亀裂発生・進展解析)

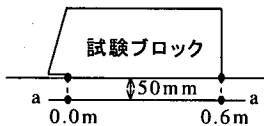


図-17 試験面の50mm下方における岩盤の水平変位分布

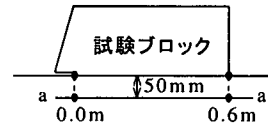


図-18 試験面の50mm下方における岩盤に対する試験ブロックの相対水平変位分布

なる。これは、Case 3の岩盤内部の破壊現象(図-16)に示したように、試験面近傍の基質部の破壊がA点側から発生し、せん断応力の増加に伴って徐々にB点側に破壊が進行することに起因するものと考えられる。実際の原位置せん断試験でも、このような進行性破壊が生じている可能性がある。土木学会原子力土木委員会¹⁰⁾は、泥質系の軟岩を対象にした低い応力レベルでの原位置せん

断試験では、破壊が進行的であることや引張破壊モードが混在するため、三軸圧縮試験よりも低い強度を示す場合があることを指摘しており、図-6に示した試験結果も本来岩盤が有している最大せん断応力を過小評価している可能性があると思われる。また、図-18の各解析ケースの結果を比較すると、同一のせん断応力における相対水平変位はCase 2およびCase 3に比べてCase 1では

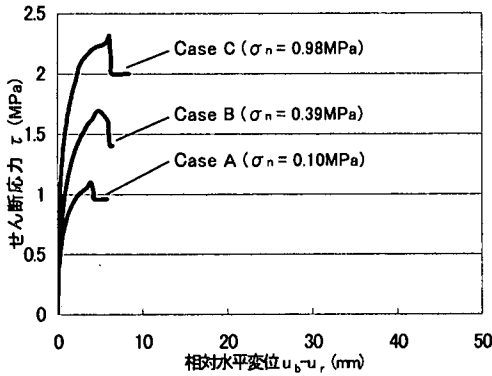


図-19 せん断応力と相対水平変位の関係
(図-6(a)を再整理)

小さい。Case 1 では基質部の破壊を考慮していないので試験面近傍のせん断破壊面を模擬することができず、比較的高いせん断応力においても試験ブロックとその下部の岩盤が一体となって挙動するためと考えられる。

5. 原位置岩盤のせん断挙動特性の評価

以上のように、不連続面が卓越する岩盤では試験ブロックとその下部の岩盤が一体となって挙動する傾向がある。このため、試験ブロックの背面位置で計測された水平変位には、試験面近傍のせん断破壊面直下の岩盤の変形量も含まれることになる。したがって、原位置せん断試験結果にみられる延性的なせん断挙動は、試験ブロックの移動に追従した、せん断破壊面直下の岩盤の変形に起因するものと考えられる。

このメカニズムを説明するため、図-18(c)に示した Case 3 の解析結果をもとに相対水平変位の平均値 ($u_b - u_r$) とせん断応力 (τ) の関係を求めると次式が得られる。

$$\frac{u_b - u_r}{u_b} = 0.083 \exp\left(0.655 \frac{\tau}{\tau_p}\right) \quad (4)$$

ここに、 u_b は試験ブロックの水平変位、 u_r は試験面の 50mm 下方における岩盤の水平変位の平均値、 τ はせん断応力、 τ_p は最大せん断応力である。

式(4)を図-6(a)に示した原位置せん断試験結果に適用して、任意のせん断応力に対する相対水平変位を算出し、せん断応力との関係を整理し直した結果を図-19 に示す。試験結果を相対水平変位で整理することで、最大せん断応力は明瞭なピーク値を示すようになる。また、最大せん断応力時の相対水平変位は 4mm~6mm であり、それを試験ブロックの長さで除して百分率で示した無次元化した水平変位は 0.6%~1% (試験ブロックの水平変

位から算出した値は 4%~6%) となる。これは、図-1 に示した礫岩、砂岩などの塊状岩盤と同様の一般的な結果である。

このように、不連続性岩盤を対象とした原位置せん断試験では、せん断変位の定義を試験ブロックとせん断破壊面直下の岩盤との相対水平変位とすることで、破壊時の最大せん断応力およびそれをもとに定義される岩盤のせん断強度をより適切に評価することができると考えられる。

6. 結論

本研究では、個別要素法に基づく不連続体解析法を用いた原位置せん断試験の数値シミュレーションのプロセスを示し、実際の現場サイトへの適用を行った。本研究から得られた成果は以下のとおりである。

(1) 基質部のモデル化についての比較検討を行った結果、弾性解析では基質部の破壊を考慮していないため、試験面近傍のせん断破壊面を模擬することができず、非現実的な破壊現象となった。

(2) 弾塑性解析および亀裂発生・進展解析では、基質部の破壊を考慮することで、せん断破壊面を模擬することができ、試験ブロックの挙動も原位置せん断試験結果と類似した傾向をシミュレートすることができた。

(3) 不連続面が卓越する岩盤では試験ブロックとその下部の岩盤が一体となって挙動する傾向があり、試験ブロックの背面位置で計測された水平変位には、せん断破壊面直下の岩盤の変形量も含まれることを示した。このことから、原位置せん断試験結果にみられる延性的なせん断挙動は、試験ブロックの移動に追従した、せん断破壊面直下の岩盤の変形に起因するものと判断した。

(4) 不連続性岩盤を対象とした原位置せん断試験では、せん断変位の定義を試験ブロックとせん断破壊面直下の岩盤との相対水平変位とすることで、破壊時の最大せん断応力およびそれをもとに定義される岩盤のせん断強度をより適切に評価することができる。

(5) 本研究で示した原位置せん断試験の数値シミュレーション方法は、試験結果に及ぼす不連続面の影響とそのメカニズムの解明、さらには適切な試験方法の提案に寄与するものと考えられる。

謝辞: 本研究の実施にあたり、原位置における調査、試験から数値解析の全般にわたり、(財)電力中央研究所地盤耐震部の伊藤部長、野崎首席研究員、池川主任研究員から御指導と御助言をいただいた。また、解析結果の取りまとめに際して、水資源開発公団の前田俊郎氏に御協力いただいた。ここに関係各位の皆様に深く感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 例えば, 打田靖夫: 現場計測に基づく不連続性岩盤の変形挙動に関する研究, 徳島大学学位論文, 1999.
- 2) 例えば, 國井仁彦, 谷本親伯, 中村 真, 岸田 潔: 岩盤の変形特性の評価における不連続面の影響, 土木学会論文集, No.575/III-40, pp.121-130, 1997.
- 3) 赤司六哉, 永津忠治, 溝上 建, 古賀善雄: 岩石及び岩盤の工学的諸性質, 九州電力株式会社総合研究所研究報告, No.86004, pp.59-60, 1986.
- 4) 斎藤孝三, 片平 博: ダム基礎岩盤の原位置せん断試験値と地質岩盤分類別特性に関する考察, 土木技術資料, Vol.26, No.12, pp.3-9, 1984.
- 5) Ishii, F., Iida, R., Kishimoto, S. and Tendo, H.: On the strength characteristics of bedded rock, *Proc., 1st Cong. ISRM*, pp.525-529, 1966.
- 6) 林 正夫: 積層体のせん断抵抗とダイラタンシーの異方性およびその機構, 第3回岩盤力学に関するシンポジウム, pp.17-21, 1965.
- 7) Kawamoto, K.: Macroscopic shear failure of jointed and layered brittle media, *Proc., 2nd Cong. ISRM*, pp.215-220, 1970.
- 8) Brown, E. T. and Trollope, D. H.: Strength of a model of jointed rock, *Proc. of ASCE, SM. 2*, pp.685-704, 1970.
- 9) 永山 功, 則松秀晴, 片平 博, 小沢裕二, 森田信吾: 岩盤のせん断強度に及ぼす節理の角度と節理面のせん断強度の影響について, 第9回岩の力学国内シンポジウム講演論文集, pp.391-396, 1994.
- 10) 土木学会原子力土木委員会: 人工島式海上立地技術の高度化, 原子力発電所の立地多様化技術 (追補版), 土木学会, pp.70-84, 1999.
- 11) 高橋堅太郎, 永山 功, 依光春実: 原位置せん断試験における試験体の挙動と試験値の判断に関する考察, 土木研究所資料, 第1320号, pp.13-19, 1978.
- 12) 吉田郁政, 鈴木修一, 小室和之, 福井史朗, 兵藤英明: 数値解析による原位置せん断試験の変形挙動の基礎的研究, 第3回地盤工学研究発表会論文集, pp.1205-1206, 1997.
- 13) 京谷孝史, 寺田賢二郎, 欧陽立珠: 岩石の力学特性と不連続面画像情報による岩盤の変形強度特性評価, 土木学会論文集, No.631/III-48, pp.131-150, 1999.
- 14) Cundall, P. A.: Distinct element models of rock and soil structure, *Analytical and Computational Methods in Engineering Rock Mechanics*, pp.129-163, 1987.
- 15) 田中治雄: 土木技術者のための地質学入門, 山海堂, pp.28-36, 1964.
- 16) 土木学会岩盤力学委員会: 原位置岩盤の変形およびせん断試験の指針, 土木学会, pp.17-31, 1983.
- 17) 大西有三: 岩盤の不連続体解析手法—不連続体解析の進歩と課題—, 第16回岩盤システム工学セミナーテキスト, (社)システム総合研究所岩盤システム工学委員会, pp.47-72, 1999.
- 18) 例えば, 溝上 建, 金子和宏, 江崎哲郎, 蔭 宇静: トップリング崩壊を繰り返す柱状節理岩盤の補強設計と施工時変形挙動, 第10回岩の力学国内シンポジウム講演論文集, pp.335-340, 1998.
- 19) 例えば, Barton, N., Tunbridge, L., Loset, F., Westerdahl, H., Kristiansen, J., Vik, G. and Chryssanthakis, P.: Norwegian Olympic ice hockey cavern of 60m span, *Proc., 7nd Cong. ISRM*, pp.1073-1081, 1991.
- 20) 大西有三, 中川誠司, 田中 誠: 岩盤節理の幾何学的分布性状の推定に関する研究, 土木学会論文集, No.499/III-28, pp.59-68, 1994.
- 21) 溝上 建, 江崎哲郎, 三谷泰浩, 椎野 修: 2系列不連続面群を有する縮尺模型岩盤のせん断試験に関する研究, 第31回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集, pp.8-14, 2001.
- 22) 蔭 宇静, 中川光雄, 江崎哲郎: 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手法, 土木学会論文集, No.624/III-47, pp.231-243, 1999.
- 23) 中川光雄, 蔭 宇静, 江崎哲郎: 個別要素法を用いた不連続性岩盤における亀裂発生・進展のモデル化, 土木学会論文集, No.631/III-48, pp.397-410, 1999.

(2000.3.15 受付)

EVALUATION OF SHEAR BEHAVIOR OF IN-SITU ROCK MASS BY NUMERICAL SIMULATION USING DISCONTINUOUS ANALYSIS METHOD

Kouji IKUSADA, Tatsuhiro MIZOKAMI, Mitsuo NAKAGAWA,
Yujing JIANG and Tetsuro ESAKI

In order to evaluate the stability of rock structures, in-situ shear test is often performed to investigate the mechanical properties of rock masses precisely. At one site, the result of in-situ shear test performed on rock mass constituted by many rock joints, whose dip amount was comparatively larger, showed ductile shear behavior that shear displacement at the peak shear stress was very large. In this research, a numerical simulation of in-situ shear test was conducted using the discontinuous analysis method, for the purpose of examining the mechanism of such ductile shear behavior and clarifying the reasonability of shear strength obtained from in-situ shear test. As the results, the simulation showed similar tendency with the results of in-situ shear test, and the progress of shear plane under testing block could be simulated by considering not only behavior of rock joints but also failure of intact rock. Furthermore, it was recognized that ductile shear behavior was due to the deformation of rock mass under the shear plane, accompanied with the movement of testing block during the increase of shear stress.