

高角度不連続面を有する岩盤のせん断試験の 模型実験と数値解析

溝上 建¹・三谷泰浩²・江崎哲郎³・香月 理⁴

¹正会員 九州電力(株) 土木部 (〒810-8720 福岡市中央区渡辺通2-1-82)

²正会員 博(工)九州大学助教授 大学院工学研究院附属環境システム科学研究センター
(〒812-8528 福岡市東区箱崎6-10-1)

³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
(〒812-8528 福岡市東区箱崎6-10-1)

⁴正会員 九州電力(株) 総合研究所 (〒815-8520 福岡市南区塩原2-1-47)

数cmから十数cm間隔で分布する層理面などの卓越した不連続面が存在する不連続性岩盤のせん断試験では、不連続面の幾何学分布の影響によりせん断挙動に異方性の影響が現れる。本研究では、水平から50°、70°、90°と高角度で連続的に分布する不連続面と、これに直交し断続的に分布する不連続面の2系列不連続面群を有する不連続性岩盤を対象に、せん断試験時の変形、破壊のメカニズムを明らかにすることを目的に模型実験および数値解析を行った。その結果、せん断試験におけるせん断挙動特性の顕著な異方性が定量的に把握され、そのメカニズムは、流れ目では卓越不連続面の影響をほとんど受けず基質部のせん断破壊が支配的であることに対して、差し目では卓越不連続面の開口による基質部の曲げ変形に伴う引張り破壊が支配的であることを明らかにした。

Key Words: discontinuous rock mass, anisotropy, rock shear model test, distinct element method

1. はじめに

岩盤上に建設されるダム、原子力発電所あるいは岩盤内に建設される地下発電所空洞などの土木構造物の安定性を評価するために実施される原位置岩盤試験は、岩盤の力学特性、特に変形及び強度特性を定量的に把握する重要な試験である。原位置岩盤試験のひとつであるせん断試験は、構造物の設計に必要な岩盤のせん断特性を求める試験であり、標準的な試験体のせん断面は60cm×60cmである。このため、数cmから十数cm間隔で分布する層理面などの卓越した不連続面が存在する不連続性岩盤のせん断試験では、不連続面の幾何学分布状況、たとえばその角度などの影響を受けてせん断強度に異方性が現れることが知られている^{1)・2)}。特に不連続面が水平面に対して低角度で存在する場合には、不連続面が構造物基礎のすべり面の大部分を占める可能性があることから、滑動安定性については詳細な検討が行われる^{3)・5)}。

不連続性岩盤のせん断特性に関する実験的研究は、小型供試体による基礎的な要素実験的研究と原位置岩盤のせん断試験を模擬した模型実験的研究に大別される。前者は、作用する荷重と不連続面の角度とせん断強度との

関係を明らかにすることを目的とした要素実験であり、要素的には両者の関係は捉えられるものの、不連続性岩盤全体としての挙動予測に及ぶものではない。一方後者は、不連続性岩盤としての挙動を捉えることを目的としており、せん断強度の寸法効果はあるものの縮尺模型実験から岩盤のせん断挙動およびそのメカニズムを解明することは有効であると考えられている⁶⁾。しかしながら、不連続性岩盤を対象とした模型実験的研究はせん断強度に着目したものがほとんどであり、その強度に密接に関連する変形挙動、破壊に至る進展状況などせん断ブロックと試験岩盤という構造系全体としての挙動について議論したものはほとんど見受けられない。また、不連続面が岩盤全体に広く存在するような場合や、複数の系列からなる複雑な不連続面が分布する場合などのせん断挙動特性についての検討はなされていない。

これら既往の研究のうち、要素実験的研究で明らかにされたせん断強度の異方性に関する知見としては、不連続面の傾斜角度が水平面に対して45°程度以下の低角度の場合には、岩盤のせん断強度は流れ目の方が差し目よりも小さくなるが、水平面に対して高角度に不連続面が分布する場合には、低角度の場合とは逆の傾向を示す

という報告もある^{7,9)}。しかし、この場合の変形特性については触れていない。また、永井ら¹⁰⁾は、原位置岩盤のせん断試験を模擬した模型実験によりせん断挙動特性について論じているが、実験対象は1系列の不連続面を有した不連続性岩盤であり、強度異方性は水平からの傾斜角度が45°までの不連続面を対象とした実験である。このほか、斎藤・片平¹¹⁾は、過去に行われた原位置岩盤のせん断試験結果を不連続面の方向性に着目して整理し、せん断強度の異方性について論じているが、水平面から高角度に不連続面が分布する不連続性岩盤の試験は系統的に行われておらず、高角度不連続面が強度異方性に与える影響は明確にはなっていない。

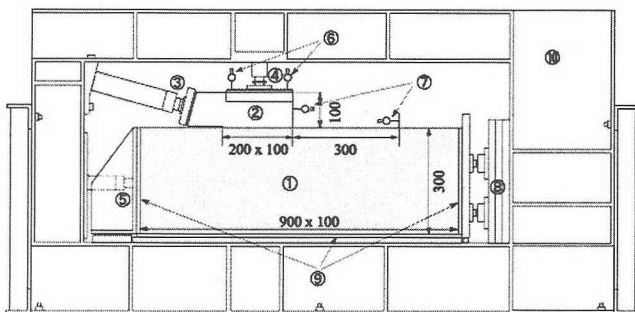
一方、数値解析を用いた原位置岩盤のせん断試験に関する研究は不連続面を含まない比較的均質な軟岩を対象とした研究^{12)~14)}がほとんどである。不連続面の分布を考慮した均質化法を用いた研究¹⁵⁾もあるが基本的には等価連続体解析であり、不連続面の幾何学分布を直接的に再現した数値解析による研究はほとんど見受けられない。

本研究では、高角度(50°, 70°, 90°)で傾斜し連続性のある層理と、それに直交する節理によりブロック化された岩石の集合体と仮定した2系列不連続面群を有する不連続性岩盤を対象に、原位置岩盤のせん断試験方法¹⁶⁾を模擬した縮尺模型実験によりせん断変形およびせん断強度の異方性を実験的に明らかにする。そして、模型実験結果の再現性から個別要素法の適用性を検証し、この数値解析から得られた知見も加えて、高角度不連続面を有する不連続性岩盤のせん断試験時の変形、破壊のメカニズムの評価を行うことを目的とする。

2. 縮尺模型実験

(1) 実験装置

実験装置を図-1に示す。本装置では、標準的な原位置



①模擬地盤 ②せん断ブロック ③せん断荷重ジャッキ ④垂直荷重ジャッキ ⑤側方拘束荷重ジャッキ ⑥垂直変位計 ⑦せん断変位計 ⑧模擬地盤水平応力計 ⑨テフロンシート ⑩鋼製フレーム (単位: mm)

図-1 実験装置

置岩盤のせん断試験(せん断面の寸法 600mm×600mm)を1/3のスケールで2次元化した模型実験を行う。模擬地盤の寸法は、幅 900mm×高さ 300mm×奥行き 100mmであり、荷重を載荷するせん断ブロックの寸法は幅 200mm×高さ 100mm×奥行き 100mmである。

載荷装置は、せん断荷重用(容量 50kN)、垂直荷重用(容量 20kN)、側方拘束荷重用(容量 50kN)のジャッキを用いる。せん断荷重の水平面となす角度は、原位置岩盤のせん断試験で通常採用されている15°とし、垂直荷重、せん断荷重がせん断面の中央に作用するように各ジャッキを鋼製フレームに取り付ける。

せん断ブロックの垂直変位はせん断ブロック上面の4点で、せん断ブロックの水平変位はせん断ブロック右側面の2か所で計測する。なお、せん断荷重の載荷により生じるせん断ブロックの水平変位と、せん断ブロック右側端部から 300mm 離れた位置の模擬地盤の水平変位との相対変位をせん断ブロックの変位とし、これをせん断変位と定義する。

(2) 模擬地盤

2系列不連続面群を有する模擬地盤は、不連続面で区切られた岩石ブロックを模擬した板状の模擬地盤材料を積層させることにより作製する。

模擬地盤材料(基質部)は、岩石の模擬材料として一般に用いられることの多い石膏系材料(配合重量比は石膏1:消石灰1:豊浦標準砂5:水1.6:遅延剤0.01, 28日以上養生)を採用する。上記配合で十分に練り混ぜた材料を鋼製型枠内に流し込んで2種類の寸法諸元の模擬地盤材料(幅 20mm×高さ 60mm×奥行き 100mm および幅 10mm×高さ 30mm×奥行き 100mm)に成型する。これを図-2に示すように、長辺方向を所定の角度 θ で傾斜させて積層することにより連続性を有する不連続面(Set 1)を表現し、また模擬地盤材料を千鳥状に積層することにより Set 1 に直交して断続的に分布する不連続

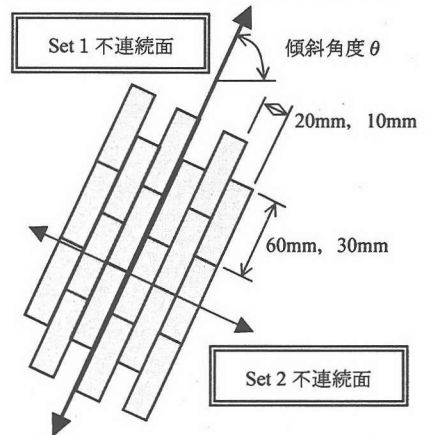


図-2 2系列不連続面群の表現

面 (Set 2) を表現する。

(3) 模擬地盤の基質部と不連続面の力学特性

模擬地盤は基質部と、基質部相互の接触面で表現される不連続面で構成される。表-1に基質部の物性値を示す。強度定数(粘着力と内部摩擦角)は、一軸圧縮強度と引張強度のそれぞれの応力円の共通接線により求める。

不連続面は鋼製型枠の鋼板に接して成型された面であり、ラフネスはほとんどない。これと同じ状態となるように別の鋼製型枠で長さ 120mm×幅 100mm×高さ 40mm の基質部試験体を作製し、これら 2つを重ねて直接せん断試験により不連続面の力学特性を求める。表-2に不連続面の物性値を示す。垂直剛性は垂直応力-垂直変位関係から算定する。この結果、図-3に示す不連続面の垂直剛性の応力依存性が得られる。また、せん断試験の結果、せん断初期のせん断応力-せん断変位関係は線形的に増加してピーク強度に達した後、ほぼ一定の残留強度を示す。そのためせん断剛性はせん断初期の剛性値をそのまま採用する。粘着力及び摩擦角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する。以上により得られた特性値は、後述する個別要素法の挙動モデル¹⁶⁾の入力値として採用する。

(4) 実験方法

板状の基質部を所定のレイアウトで積層した後、相互に密着させるために模擬地盤の左側から水平方向の拘束応力 0.082MPa を载荷する。そして高強度石膏(弾性係数 12.4GPa)で作成したせん断ブロックをエポキシ樹脂系の接着剤で模擬地盤に接着する。せん断試験における荷重の载荷は、原位置岩盤のせん断試験方法¹⁷⁾に準じて行う。せん断荷重の载荷ステップの増分は 0.49kN または 0.98kN、载荷速度は 0.49MPa/min とする。

(5) 実験ケース

Set 1 の傾斜角度 θ は、水平から反時計回りを正として $\theta=50^\circ, 70^\circ, 90^\circ, -70^\circ, -50^\circ$ の 5 種類とする。せん断荷重は左側から载荷することから $\theta=50^\circ, 70^\circ$ は流

表-1 基質部の物性値

弾性係数 (GPa)	5.81
圧縮強度 (MPa)	4.19
ポアソン比	0.180
密度 (g/cm^3)	1.68
引張強度 (MPa)	0.454
粘着力 (MPa)	0.654
内部摩擦角 ($^\circ$)	54.6

表-2 不連続面の物性値

せん断剛性 (MPa/m)	977
垂直剛性 (GPa/m)	図-3
引張強度 (MPa)	0
粘着力 (MPa)	0
摩擦角 ($^\circ$)	34.0

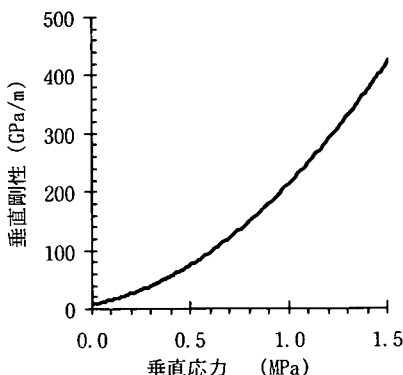


図-3 垂直剛性の応力依存性

表-3 模型実験ケースおよび実験結果

実験番号	モデル図	岩石ブロック寸法 (mm)	Set1 傾斜角度 ($^\circ$)	実験結果(破壊時)				
				初期垂直応力 (MPa)	垂直応力 (MPa)	せん断応力 (MPa)	せん断変位 (mm)	垂直変位 (mm)
Case 1-1	①	-	-	0.082	0.44	1.32	0.21	0.04
Case 1-2				0.29	0.77	1.78	0.33	0.00
Case 1-3				0.49	1.11	2.30	0.45	0.01
Case 2-1	②	20×60	70	0.082	0.36	1.03	1.35	0.33
Case 2-2				0.20	0.50	1.12	1.30	0.00
Case 2-3				0.29	0.72	1.59	1.61	-0.22
Case 2-4				0.49	1.04	2.06	2.01	0.06
Case 2-5				0.98	1.53	2.06	1.51	-0.62
Case 3-1	③	20×60	-70	0.082	0.18	0.38	1.95	0.98
Case 3-2				0.20	0.31	0.43	1.59	0.42
Case 3-3				0.29	0.43	0.50	2.28	1.11
Case 3-4				0.49	0.68	0.71	1.66	0.52
Case 3-5				0.98	1.21	0.85	7.63	2.61
Case 4-1	④	10×30	70	0.082	0.40	1.18	2.78	0.69
Case 4-2				0.49	0.92	1.59	2.32	-0.56
Case 5-1	⑤	10×30	-70	0.082	0.14	0.21	5.92	2.03
Case 5-2				0.49	0.63	0.52	8.75	2.97
Case 6	⑥	混合	70	0.082	0.36	1.03	1.89	0.40
Case 7	⑦	混合	-70	0.082	0.17	0.33	2.24	0.99
Case 8-1	⑧	20×60	90	0.082	0.36	1.03	1.63	0.49
Case 8-2				0.29	0.62	1.21	1.12	0.05
Case 8-3				0.49	0.89	1.50	2.04	0.13
Case 9-1	⑨	20×60	50	0.082	0.30	0.83	2.44	2.51
Case 9-2				0.29	0.64	1.28	1.51	1.39
Case 9-3				0.49	0.93	1.65	2.21	1.77
Case10-1	⑩	20×60	-50	0.082	0.13	0.19	1.83	1.08
Case10-2				0.29	0.38	0.33	2.74	1.44
Case10-3				0.49	0.66	0.64	2.17	-0.05

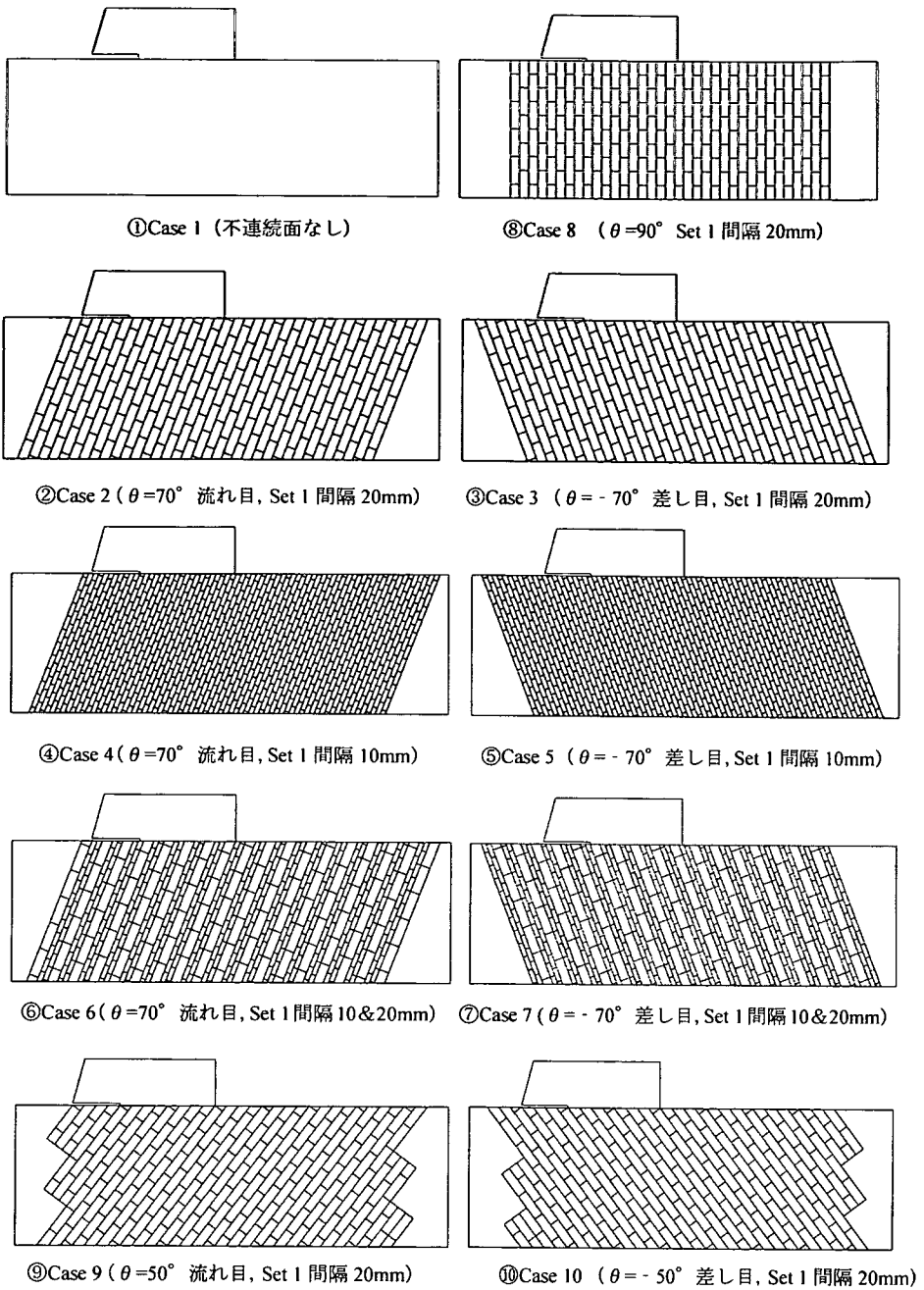


図-4 不連続性模擬地盤のモデル図

れ目に、 $\theta = -70^\circ$ 、 -50° の場合は差し目になる。また、比較のために不連続面がない模擬地盤の実験も行う。

表-3に実験ケースと実験結果を、図-4に不連続性模擬地盤のモデル図を示す。

・Case 1

不連続面のない模擬地盤の実験である。これは以降の不連続性模擬地盤の比較実験となる。

・Case 2, Case 3

20mm×60mm 断面の模擬地盤材料を積層して Set 1 間隔を 20mm とし、 $\theta = 70^\circ$ の流れ目 (Case 2) および $\theta = -70^\circ$ の差し目 (Case 3) の不連続性模擬地盤の実験である。初期垂直応力 $\sigma_{v0} = 0.082 \sim 0.98 \text{MPa}$ の 5 ケースで行い、せん断試験における異方性を分析評価する基本的な実験となる。

・ Case 4, Case 5

10mm×30mm 断面の模擬地盤材料を積層して Set 1 間隔を 10mm とし、 $\theta=70^\circ$ の流れ目 (Case 4) および $\theta=-70^\circ$ の差し目 (Case 5) の不連続性模擬地盤の実験である。不連続面密度の影響評価を目的とした実験ケースで、せん断面長さ 200 mm 内に Set 1 が 20 本と、Case 2, Case 3 の 2 倍の Set 1 が存在する実験となる。なお、Set 2 も含めた不連続面密度としては Case 2, Case 3 の 4 倍 (Set 1 および Set 2 ともに間隔は 1/2) の不連続性模擬地盤となる。

・ Case 6, Case 7

20mm×60mm 断面および 10mm×30mm 断面の模擬地盤材料を混合して積層し、 $\theta=70^\circ$ の流れ目 (Case 6) および $\theta=-70^\circ$ の差し目 (Case 7) の不連続性模擬地盤の実験である。これも不連続面密度の影響評価を目的とした実験ケースで、Case 2, Case 3 と Case 8, Case 9 の中間的な不連続面密度 (長さ 200mm のせん断面内に 15 本の Set 1 が存在する) の実験となる。

・ Case 8~Case 10

20mm×60mm 断面の模擬地盤材料を積層して Set 1 間隔を 20mm とし、 $\theta=90^\circ$ (Case 8) および $\theta=50^\circ$ の流れ目 (Case 9)、 $\theta=-50^\circ$ の差し目 (Case 10) の不連続性模擬地盤の実験である。卓越不連続面の傾斜角度の影響評価を目的とした実験となる。

3. 実験結果

模型実験における破壊時、すなわち岩盤としての破壊とは、せん断ブロックの直下に、既存の不連続面 Set 1, Set 2 と基質部に新たに発生した亀裂とが連結した状態で形成され、せん断荷重がそれ以上増加せずにせん断変位が急激に生じるときと定義する。この模型実験における破壊時の垂直応力、せん断応力、せん断変位、垂直変位を表-3に示す。

(1) Set 1 の傾斜角度 $\theta=\pm 70^\circ$ の実験結果

a) せん断変形挙動

図-5に Case 1 (不連続面なし) と Case 2 ($\theta=70^\circ$)、図-6に Case 1 と Case 3 ($\theta=-70^\circ$) のせん断応力-せん断変位および垂直変位-せん断変位関係 ($\sigma_{no}=0.082, 0.29, 0.49\text{MPa}$) を示す。不連続面なしは Case 1-3 を代表例として示している。

不連続面がない場合、せん断応力-せん断変位関係は大きなせん断剛性で線形的に推移し、せん断変位 0.2~0.5mm、せん断応力 1.3~2.3MPa で破壊するというせん断挙動は、不連続面の少ない塊状岩盤のせ

ん断挙動¹⁸⁾と同じ特徴を示す。

これに対して流れ目の場合、不連続面なしの実験結果に対して 1/10 程度のせん断剛性になるとともに非線形性が現れ、破壊時せん断変位は 1.4~2.0mm と不連続面なしの約 5 倍の大きさとなる。破壊時せん断応力は 1.0~2.1MPa であり、不連続面なしの 80~90% 程度の大きさとなる。

差し目は、せん断初期では流れ目と同等のせん断剛性であるが、せん断応力 0.1~0.2MPa で降伏挙動を示して、

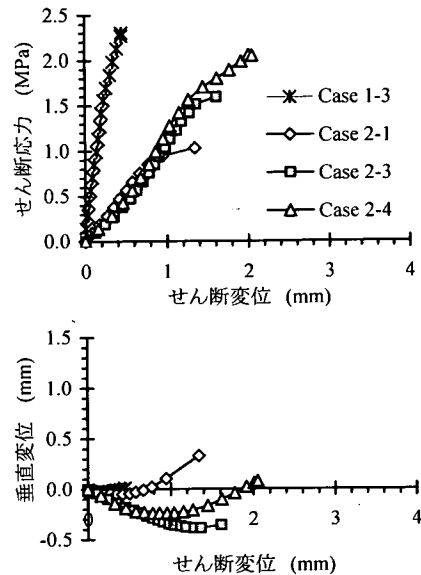


図-5 模型実験結果の例 ($\theta=70^\circ$ 流れ目)

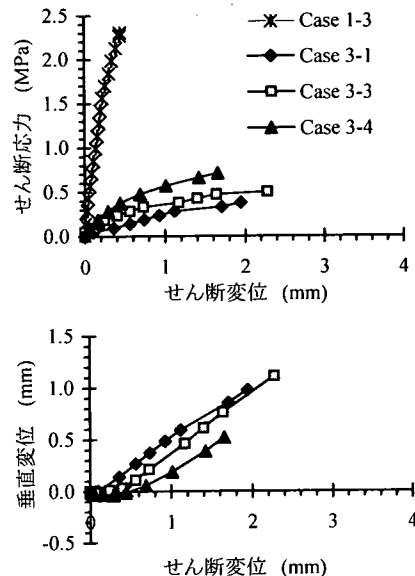


図-6 模型実験結果の例 ($\theta=-70^\circ$ 差し目)

流れ目よりも更に小さなせん断同位性となるという顕著な非線形性を示し、1.7~2.3mmのせん断変位で破壊する。破壊時のせん断応力は0.4~0.7MPaと流れ目の30%程度の大きさとなる。

垂直変位-せん断変位関係(ダイレーション特性)を見ると、流れ目ではせん断初期に一旦圧縮側に変位した後、膨張側に転ずるというダイレーション特性に対し、差し目ではせん断初期から膨張側のみに変位するという異なるダイレーション特性を示す。

b) 基質部の亀裂進展状況

亀裂進展の代表例として、Case 2-1(流れ目)およびCase 3-1(差し目)の基質部の亀裂進展状況を図-7、図-8に示す。これらの図は、せん断荷重载荷ステップごとに模擬地盤の側面をデジタルカメラで撮影し、基質部に発生した亀裂の位置を記録して作成する。

Case 2-1(流れ目)では、せん断ブロック右側端部の直下の基質部(図中の破線部)に亀裂が発生し、そこからSet 2に沿う方向に進展する。更にせん断荷重が増加するとせん断ブロック直下の基質部にも亀裂が生じ、これと既存の不連続面がつながって、せん断ブロック直下部に連結した亀裂面が形成され、岩盤が破壊する。

一方、Case 3-1(差し目)では、流れ目と同様にせん断

ブロック右側端部の直下の基質部に亀裂が発生するとともに、せん断ブロック左側端部のSet 1(図中の破線部)が徐々に開口する。この開口に伴い、せん断ブロック直下のSet 1がこの図において左ずれを起こし、基質部が時計回り方向に回転しようとする変形モードが生じる。そして、せん断ブロックの右側から左側に基質部の亀裂が進展し、流れ目と同様にせん断ブロック直下部に連結した亀裂面が形成され、岩盤が破壊する。

c) せん断強度

図-9にせん断試験の結果、岩盤として破壊したときの垂直応力-せん断応力関係を示す。なお、一軸圧縮強度と引張強度から求めた基質部の破壊規準線も示す。

Case 1(不連続面なし)の強度定数は粘着力0.68MPa、内部摩擦角 55° となり、基質部の粘着力0.65MPa、内部摩擦角 55° とほぼ一致する。これは不連続面なしの模型実験は、せん断面にほぼ一樣なせん断応力が生じていること、そして進行的な破壊現象もほとんど生じていない状態で破壊していることを示唆している。

Case 2(流れ目)の強度定数は粘着力0.77MPa、内部摩擦角 44° 、Case 3(差し目)の強度定数は粘着力0.31MPa、内部摩擦角 26° となる。この強度定数から垂直応力0.5~1.0MPaの応力レベルで岩盤のせん断強度を

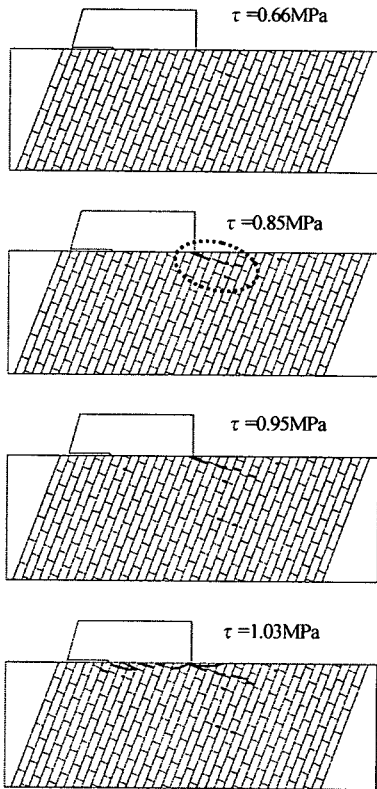


図-7 基質部の亀裂進展状況(Case 2-1)

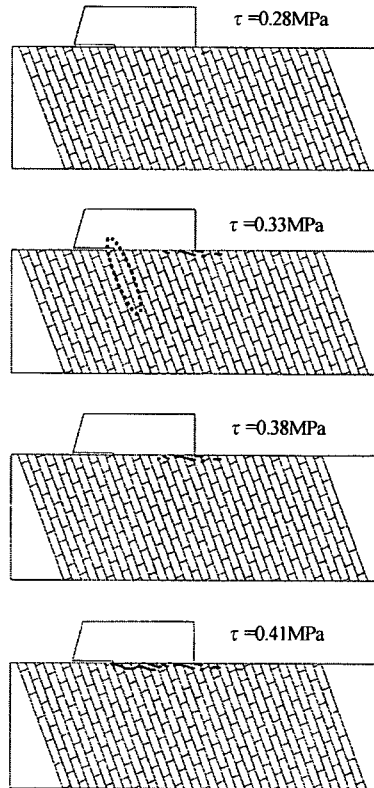


図-8 基質部の亀裂進展状況(Case 3-1)

比較すると、差し目は流れ目の50%程度の大きさになり、顕著なせん断強度の異方性を有することがわかる。なお、流れ目と不連続面がない場合のせん断強度を垂直応力0.5~1.0MPaの応力レベルで比較すると、流れ目のせん断強度は不連続面なしの80~90%の大きさになり、流れ目の場合には不連続面が強度低下に与える影響は小さい。

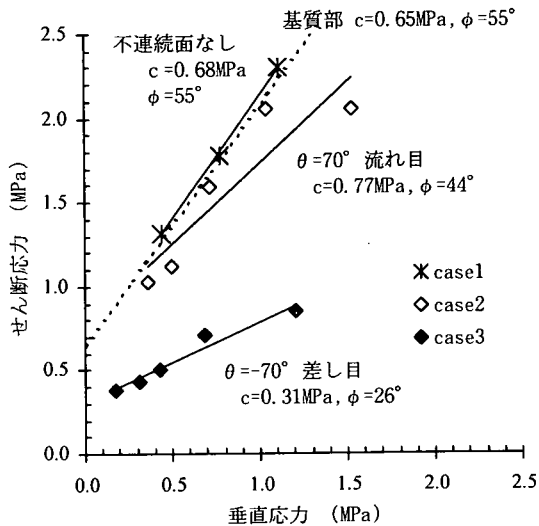


図-9 破壊時の垂直応力-せん断応力関係

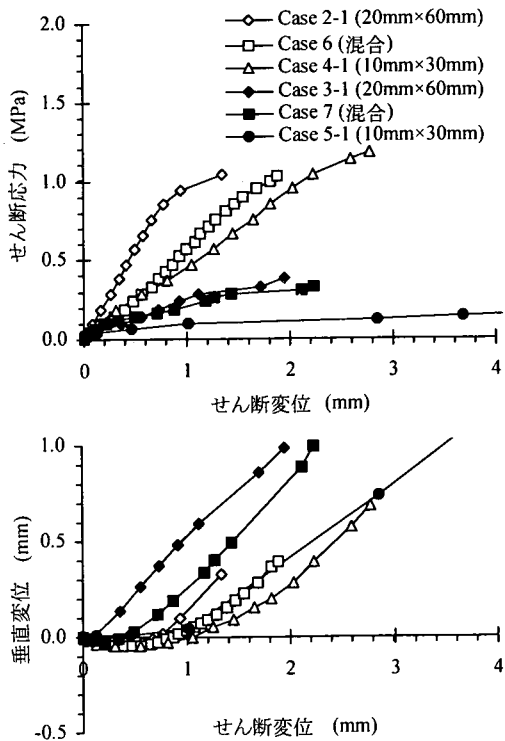


図-10 模型実験結果 (不連続面密度の違い)

d) 不連続面密度の影響

図-10にCase 2-1, Case 3-1 (20mm×60mm断面の模擬地盤材料)とCase 4, Case 5 (10mm×30mm断面の模擬地盤材料)およびCase 6, Case 7 (20mm×60mm断面と10mm×30mm断面の模擬地盤材料を混合して作成したもの)の実験結果を示す。流れ目ではCase 2-1, Case 6, Case 4と不連続面密度が大きくなると、より非線形性のあるせん断挙動を示すようになるものの、破壊時のせん断応力の大きさはほとんど変わらない。一方、差し目ではCase 3-1, Case 7, Case 5と不連続面密度が大きくなると、流れ目と同様により非線形性のあるせん断挙動を示すと同時に、破壊時せん断応力は小さくなる (Case 3-1に対してCase 7は約80%, Case 5は約50%)。

(2) せん断試験時の異方性のメカニズム

ここでは、岩盤のせん断強度の異方性に支配的な影響を及ぼすと考えられるSet 1の方向と、せん断試験時に作用する最大圧縮応力の方向との相対的な関係から、異方性のメカニズムについて考察する。

岩盤せん断試験ではせん断荷重Sの増加に伴い、Sと初期垂直荷重Nの合力Fは鉛直下向きから反時計回りに回転する。せん断荷重が初期垂直荷重と同じ大きさ(S=N)のときの載荷荷重の合力とSet 1の分布方向の幾何学的な関係を図-11に示す。載荷荷重の合力をF、FのSet 1直交方向成分をF₁、Set 1方向成分をF₂で示す。

流れ目では、F₁(=1.4S)はSet 1を圧縮する方向に、そしてF₂(=0.8S)は自由面となる模擬地盤表面側とは逆向きに作用する。なお、F₂がSet 1を模擬地盤表面側に变形、滑动させる方向となるときのせん断荷重の大きさは、S>10.8Nのときである。

一方、差し目では、F₁(=0.5S)はせん断ブロック直下部の基質部を時計回りに回転させようとする方向に作用することから、せん断ブロック左側端部のSet 1不連続面の開口およびSet 1の左ずれが生じ、せん断ブロック直下部の基質部に曲げ変形が生じる。なお、F₁が基質部を時計回りに回転させる方向に作用するようになるせん断荷重の大きさは、S>0.4Nのときである。

このように、70°の傾斜角度で不連続面が分布する場

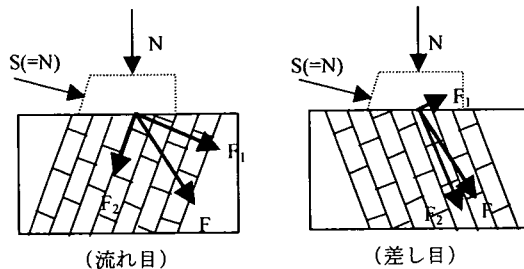


図-11 載荷荷重の合力方向と不連続面の関係

合、流れ目では初期垂直荷重の約10倍の大きなせん断荷重レベルにならないと、Set 1の模擬地盤自由面側への変形、滑動は生じないが、差し目では初期垂直荷重の約0.4倍の小さなせん断荷重レベルで、Set 1の開口に伴う基質部の曲げ変形が生じるようになる。

以上より、せん断挙動の異方性について考察する。まず、せん断強度については、差し目の場合には、載荷荷重の合力方向とSet 1の相対的な関係から、Set 1の左ずれによるせん断ブロック直下部基質部の曲げ変形に伴い、基質部に引張破壊が生じることが岩盤せん断試験における破壊の支配的要因であると考えられる。これはSet 1間隔が小さくなる（基質部がより薄い板状材料となり曲げ剛性が小さくなる）と岩盤の破壊強度が小さくなるという実験結果（Case 3, Case 5, Case 7）からも推察される。これに対して流れ目の場合、載荷荷重の合力は、自由面となる模擬地盤表面側にSet 1を変形、滑動させる方向成分よりも、Set 1を圧縮閉合する方向成分の方が卓越することから、Set 1の変形、滑動という弱面としての挙動がほとんど現れない。この結果、流れ目は不連続面なしの強度の80～90%の値を示すものとする。

次に、せん断変形の異方性については、流れ目の場合に示された破壊時における大きなせん断変位と圧縮側へのダイレーション特性は、せん断ブロック直下とせん断ブロック背面に分布するSet 1の圧縮閉合により生じるものとする。差し目の場合に示されたせん断応力—せん断変位関係の顕著な非線形性及び膨張側へのダイレーション特性は、小さなせん断荷重レベルで生じるSet 1の左ずれとこれに伴う基質部の曲げ変形により、基質部の引張破壊がせん断ブロックの右側から左側へ進行的に拡大することによるものとする。

(3) Set 1 傾斜角度の影響

図-12にCase 8 ($\theta=90^\circ$)を示す。 $\theta=90^\circ$ では、破壊時のせん断変位は1～2mm、せん断応力は1～1.5MPa、垂直変位は0～0.5mmである。

図-13にCase 9 ($\theta=50^\circ$ 流れ目)、Case 10 ($\theta=-50^\circ$ 差し目)の実験結果を、図-14にCase 9-1, Case 2-1, Case 8-1, Case 3-1, Case 10-1 ($\theta=50^\circ, 70^\circ, 90^\circ, -70^\circ, -50^\circ$)を示す。 $\theta=\pm 50^\circ$ は、 $\theta=\pm 70^\circ$ と同様のせん断変形およびせん断強度の異方性を示す。なお、流れ目、差し目ともに $\theta=\pm 50^\circ$ が $\theta=\pm 70^\circ$ よりも非線形なせん断変形挙動を示す。これは、流れ目では図-11で述べたSet 1方向のベクトル成分 F_2 が $S>1.8N$ の小さなせん断荷重で模擬地盤表面側へ方向となりSet 1の変形、滑動の弱面としての影響を受け易くなること、また、差し目では、せん断ブロック直下部地盤が時計回りに回転しようとする方向がより上向きになることから、せん断ブロック右側の地盤がこの回転変形を抑える効果が小さ

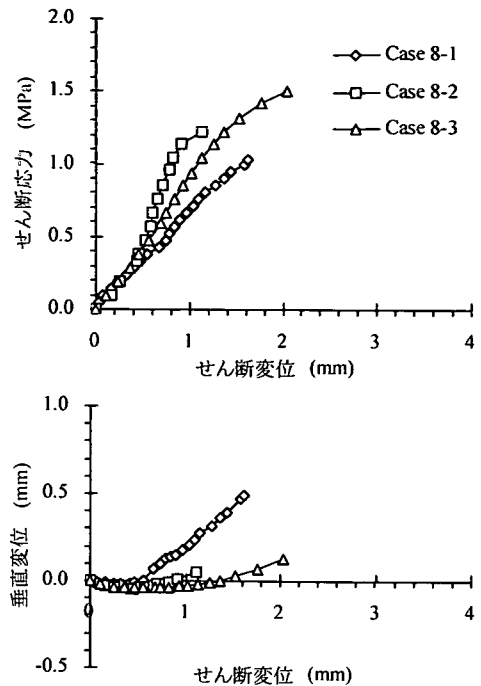


図-12 模型実験結果 ($\theta=90^\circ$)

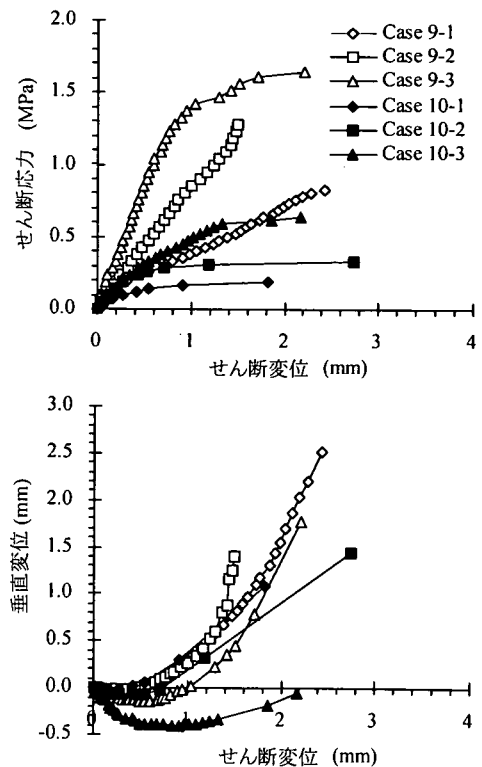


図-13 模型実験結果 ($\theta=\pm 50^\circ$)

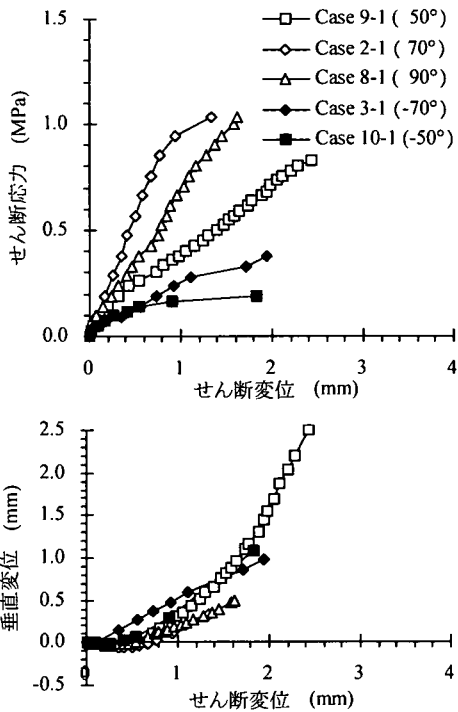


図-14 Set 1 傾斜角度の影響

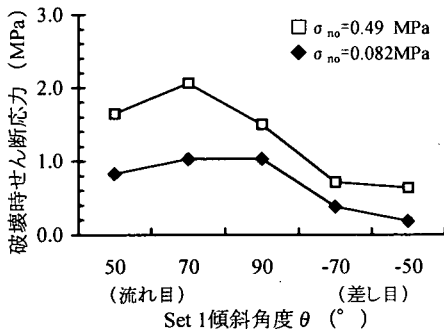


図-15 Set 1 の傾斜角度と破壊時せん断応力

くなることによる。

図-15 に Set 1 の傾斜角度と破壊時せん断応力関係を示す。Set 1 傾斜角度が高角度の場合、差し目 (-50°, -70°) の破壊時せん断応力は、流れ目 (50°, 70°) のその半分あるいは半分以下の大きさとなり、顕著なせん断強度の異方性を示す。

4. 個別要素法による数値解析

解析には、分離ブロックの集合体としての不連続面の幾何学分布を直接的に再現することが容易で、ブロック相互のすべり、分離、再接触等の挙動を表現できる個別

要素法を採用し、汎用コード UDEC¹⁹⁾ を用いる。この解析コードでは、基質部を剛体のみならず、弾性体、弾塑性体としてもモデル化することが可能である。

(1) 不連続性模擬地盤のモデル化

解析では模型実験の状況を忠実に再現する。2 系列の不連続面群 Set 1 と Set 2 は個別要素の境界としてモデル化し、20mm×60mm あるいは 10mm×30mm の基質部内部はほぼ同じ大きさの三角形要素で規則正しく 24 要素に分割する。また、せん断ブロックについては、模型実験と同じ寸法でモデル化する。

モデル右側および下側の境界は固定境界とし、モデル左側の境界は等分布荷重をフレームに載荷して側方拘束荷重を表現する。また、模擬地盤と鋼製フレームとの間の摩擦低減のために設置した 2 重テフロンシートは、その力学特性を有する不連続面としてモデル化する。

模型実験は試験体の奥行き方向を拘束していないので平面ひずみ条を満足していないが、奥行き方向の拘束状態の影響は少ないと考えられること、また、原位置岩盤せん断試験の予測解析は平面ひずみ条件で行うことが一般的であることから、今回は平面ひずみ条件で解析する。

(2) 基質部と不連続面の力学的挙動のモデル化

解析に用いた基質部の力学的特性値は、表-1 に示した値を用いる。基質部は弾性-完全塑性体としてモデル化し、破壊の判定には以下に示す破壊規準 (せん断による破壊には Mohr-Coulomb の破壊規準の式 (1) を、引張による破壊規準には式 (2)) を適用する。

$$(1 - \sin \phi) \sigma_1 - (1 + \sin \phi) \sigma_3 - 2c \cos \phi = 0 \quad (1)$$

$$\sigma_1 - \sigma_3 = 0 \quad (2)$$

ここで、 ϕ は内部摩擦角、 c は粘着力、 σ_1 は引張強度である。なお、基質部では引張応力による破壊が生じる可能性があることから、引張応力に対する破壊規準も設定する。

不連続面の力学特性値は、表-2 に示した物性値を用いる。不連続面のせん断挙動は、Coulomb の破壊規準を適用した弾性-完全塑性のすべりモデルを適用する。なお、せん断ブロックは模擬地盤と剛結させる。

(3) 解析ケース

$\theta = \pm 70^\circ$ の模型実験の再現解析を行う。解析ケースを表-4 に示す。模型実験の Case 2, Case 3 および Case 4, Case 5 の再現解析が、Case A, Case B および Case C, Case D となる。表中には解析の結果得られた破壊時の諸数値も示す。なお、Case A, Case B では模型実験を行った初期垂直応力に加え $\sigma_{no} = 0.69, 1.18 \text{ MPa}$ の 2 ケースを追加する。

表-4 解析ケースおよび解析結果

解析番号	モデル図	初期垂直応力 (MPa)	解析結果(破壊時)			
			垂直応力 (MPa)	せん断応力 (MPa)	せん断変位 (mm)	垂直変位 (mm)
Case A-1	②	0.082	0.35	0.99	1.56	0.94
Case A-2		0.20	0.56	1.33	1.80	0.45
Case A-3		0.29	0.68	1.47	1.96	0.12
Case A-4		0.49	0.95	1.71	2.24	-0.18
Case A-5		0.69	1.22	1.99	2.66	-0.30
Case A-6		0.98	1.56	2.18	2.83	-0.46
Case A-7		1.18	1.85	2.51	3.93	-0.59
Case B-1	③	0.082	0.16	0.28	3.00	1.86
Case B-2		0.20	0.30	0.38	2.91	1.43
Case B-3		0.29	0.42	0.47	4.83	2.50
Case B-4		0.49	0.65	0.62	3.67	1.84
Case B-5		0.69	0.93	0.90	8.70	3.61
Case B-6		0.98	1.17	0.71	1.11	0.41
Case B-7		1.18	1.47	1.09	5.27	2.01
Case C-1	④	0.082	0.35	0.99	4.57	4.16
Case C-2		0.49	0.93	1.66	3.09	-0.75
Case D-1	⑤	0.082	0.13	0.19	6.10	2.73
Case D-2		0.49	0.59	0.38	2.19	1.07

(4) 解析方法

模型実験は奥行き 100mm (せん断面積 0.02m²) の模擬地盤上で実施している。一方、数値解析は単位奥行き長さ 1m (せん断面積 0.2m²) のシミュレーションとなる。このため、数値解析においては、模型実験の 10 倍 (=0.2m²/0.02m²) の大きさの垂直荷重、せん断荷重を載荷する。せん断ブロックは載荷板を介してジャッキより載荷される機構であることから、載荷板を一つの剛体ブロックでモデル化し、ジャッキによる載荷はこの剛体ブロックの重心位置に集中荷重として載荷する。

不連続面の幾何学分布を忠実にモデル化した後、所定の境界条件において自重解析、側方拘束応力および初期垂直応力の載荷を順次行う。そして、初期垂直荷重は一定とし、せん断荷重は模型実験と同様の増加ステップ (0.49kN または 0.98kN) とする。

模型実験の結果、破壊する直前の載荷ステップにおけるせん断剛性 $\Delta\tau/\Delta S$ ($\Delta\tau$: せん断応力増分 (約 0.05 ~ 0.1MPa), ΔS : せん断変位増分) は、流れ目では約 200MPa/m 以下、差し目では約 50MPa/m 以下である。この模型実験結果より、数値解析においては、載荷ステップ毎のせん断剛性が、流れ目では 200MPa/m 以下、差し目では 50MPa/m 以下となった時点に岩盤としての破壊と判定する。

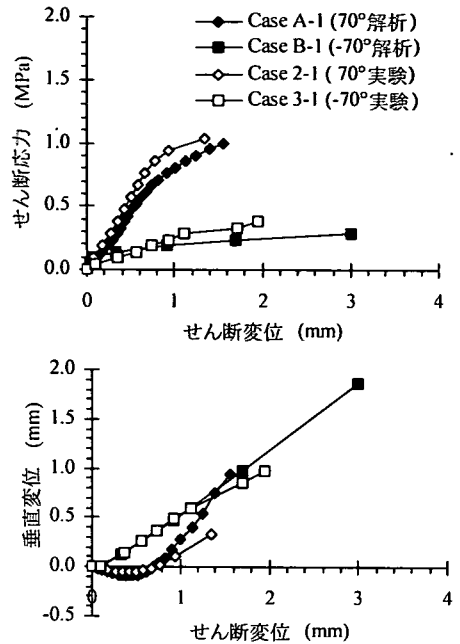


図-16 解析結果と実験結果の比較

変位の評価点は、模型実験の計測点と同じ位置 (せん断ブロックの上面に 2 箇所、右側 (背面側) 面に 1 箇所およびせん断ブロック右側端部から 300mm の模擬地盤上に 1 箇所) とする。なお、せん断ブロック右側面評価点と 300mm 離れた模擬地盤変位との相対変位をせん断変位とする。

5. 解析結果

解析の結果得られた破壊時の垂直応力、せん断応力、せん断変位および垂直変位を表-4 に示す。

(1) 模型実験の再現精度

a) せん断変形挙動

図-16 に流れ目と差し目それぞれの模型実験結果と数値解析結果 ($\sigma_{no}=0.082\text{MPa}$) の比較を示す。個別要素法解析は、模型実験で示された流れ目と差し目のせん断応力-せん断変位関係およびダイレーション特性の特微的な違いを精度よく表現できている。

b) 基質部の破壊状況

図-17 に岩盤としての破壊と判定された時点の基質部有限要素の破壊状況 (せん断破壊要素と引張破壊要素で区別) を示す。流れ目では、せん断ブロック直下部とせん断ブロック右側端部付近から Set 2 の方向に沿った

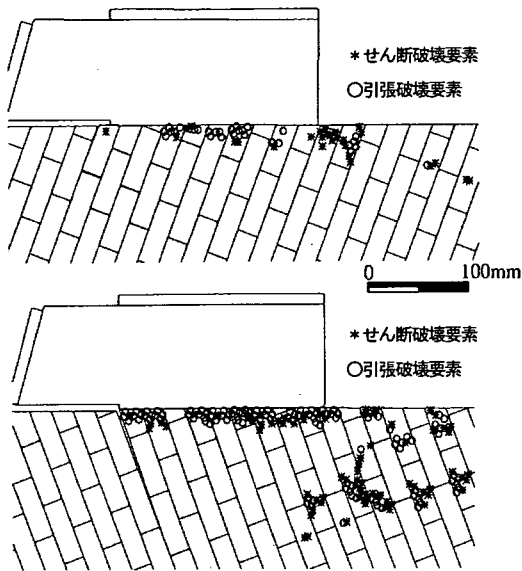


図-17 基質部要素の破壊 (上 Case A-1, 下 Case B-1)

基質部にも破壊した要素が示されており、図-7の模型実験結果とよい一致を示す。一方、差し目では、せん断ブロック直下の基質部の要素が集中的に引張破壊しているとともに、せん断ブロック右側端部の基質部の要素の多くが破壊している。このせん断ブロック右側に示される破壊領域は図-8の模型実験結果では示されていないが、当該箇所では目視ではわからない微細な亀裂が発生し、基質部が破壊していたことを実験後の模擬地盤解体中に確認している。

c) せん断強度

図-18に Case A, 図-19に Case Bの解析結果 (初期垂直応力 0.082~0.98MPa) を示す。流れ目、差し目ともに初期垂直応力の増加に伴い、破壊時せん断応力も増加する結果となる。図-20に破壊時の垂直応力-せん断応力関係を示す。流れ目、差し目ともに数値解析結果得られた破壊時のせん断応力-垂直応力関係を直線回帰して求めた強度定数は、実験結果と良く一致する。

d) 不連続面密度の影響

図-21に Set 1 間隔が 10mm の Case C, Case D の解析結果を示す。解析結果は模型実験とはほぼ一致するせん断挙動、すなわち不連続面密度が大きくなるとより非線形のせん断挙動を示すという特徴を良く再現できている。

以上のように、今回の個別要素法解析が模型実験を精度良く再現できた理由としては、不連続面の幾何学分布を直接的に再現したこと、室内試験から得られた入力物性値をもとに不連続面の変形挙動 (流れ目では Set 1 の圧縮閉合、差し目では Set 1 の開口分離) と基質部の破壊挙動 (流れ目ではせん断破壊、差し目では引張破壊が支配的) を表現できるモデルを採用入れたことが考えられる。

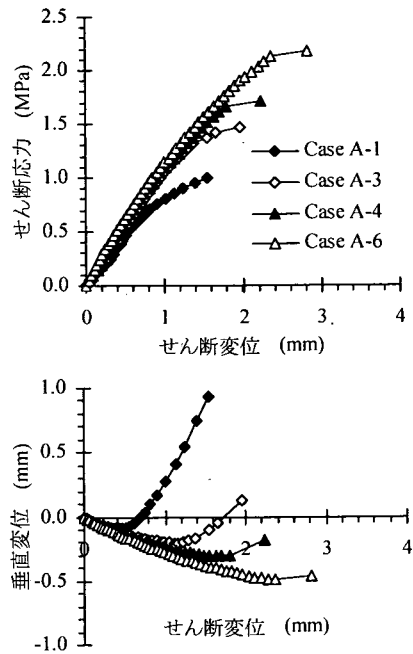


図-18 解析結果 ($\theta=70^\circ$ 流れ目)

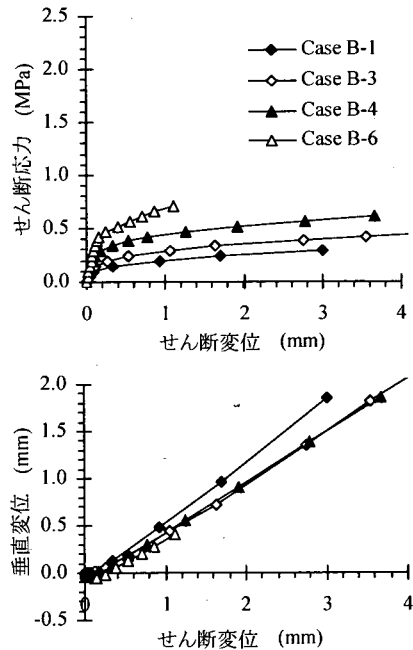


図-19 解析結果 ($\theta=70^\circ$ 差し目)

(2) 強度異方性のメカニズム

Case A-1 (流れ目) および Case B-1 (差し目) の解析結果から、せん断ブロック直下の基質部の応力状態によ

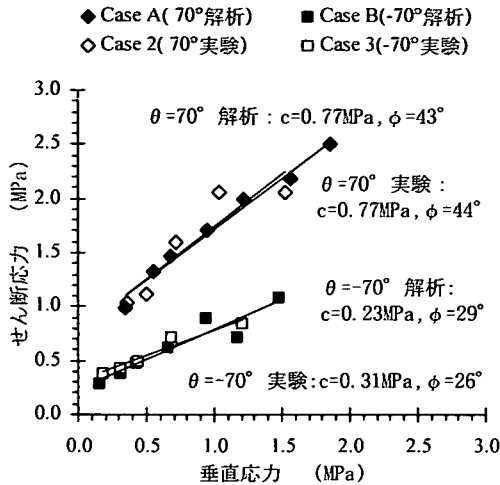


図-20 解析結果と実験結果の比較 (強度定数)

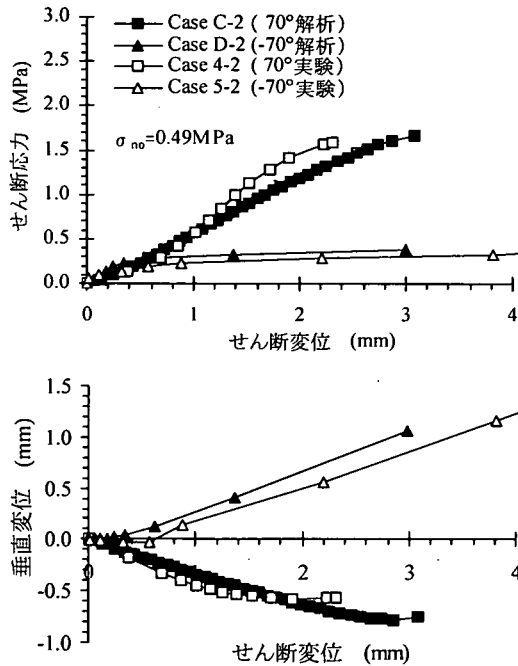


図-21 解析結果と実験結果の比較 (不連続面密度)

りせん断強度の異方性について考察する。

せん断ブロック直下のほぼ10mm下に位置する基質部要素の最大・最小主応力および最大せん断応力の変化を調べる。要素は各基質部において2箇所ずつ、概ね10mm間隔で計19箇所をピックアップする。図-22に流れ目のCase A-1, 図-23に差し目のCase B-1の応力状態の変化を示す。なお、図の横軸(応力算出位置)は、せん

断ブロック左側(前面側)端部を0とし、右側(背面側)端部を200mmと表示する。

流れ目の場合、せん断荷重の増加に伴い最大主応力は増加するものの最小主応力はほぼ0で変化しない。せん断荷重の増加に伴い載荷荷重の合力はSet1不連続面に対してほぼ直交方向に作用するようになり、これが基質部の最大主応力の方向となる。しかし、最大主応力直交方向の基質部の変形は、Set2の存在により比較的自由に許されることから、最小主応力はほとんど生じないと考える。この結果、一軸圧縮に近い状態で内部応力は推移し、破壊時(せん断面積で除した平均せん断応力 $\tau=0.99\text{MPa}$)には、せん断面のほぼ全域で一軸圧縮強度に相当する最大主応力に達しており、せん断破壊が支配的であることがわかる。なお、図中横軸の観測点が40mm前後の個所でせん断応力が他と比べて極端に小さな値になっているが、これは要素の直上にSet2の不連続面(せん断ブロック直下に小さな三角形断面の基質部ブロック)が存在したため、当該要素にせん断荷重が伝達しなかったと考えられる。

差し目の場合、各基質部左側の要素の最小主応力が引張り側に変化することがわかる。この各基質部左側の要素には $\tau=0.19\text{MPa}$ のときには0.3MPa程度(引張強度0.45MPaの70%程度)の引張応力が生じ、 $\tau=0.28\text{MPa}$ の破壊時には引張り破壊している(破壊に伴い引張応力は解放されている)。この結果、引張り破壊していない要素にせん断荷重が再配分され、せん断ブロック直下部の半分程度の有限要素にしかせん断応力は発生していない。つまり、差し目の場合にはせん断ブロック直下の基質部に曲げ変形に伴う引張り破壊が、小さなせん断斜荷重の段階で発生することが支配的な要因となり、岩盤としてのせん断強度が小さくなると考えられる。なお、図中横軸の観測点が170mm前後のせん断応力が小さな個所は、流れ目と同様にせん断ブロック直下に小さな三角形断面の基質部ブロックが存在することによる。

(3) せん断ブロック直下の破壊面付近のせん断変位

模型実験の結果、不連続面密度が大きくなると破壊時のせん断変位は大きくなる。これは、せん断荷重載荷により生じるせん断ブロックの変位には、せん断ブロックとせん断ブロック直下の模擬地盤との間のせん断変形(最終的に形成されるせん断ブロック直下部模擬地盤の破壊面付近のせん断変形)の他に、せん断ブロック右側の地盤の変形(流れ目の場合はSet1の圧縮閉合による地盤の変形、差し目の場合はSet1の開口に伴う周辺地盤の回転変形など)が含まれる。そこで、Case A-4, Case C-2とCase B-4, Case D-2($\sigma_{no}=0.49\text{MPa}$)において、せん断ブロック直下の破壊面付近のせん断変位(せん断ブロックとその10mm下方の模擬地盤の相対水平変位とする)を評価する。

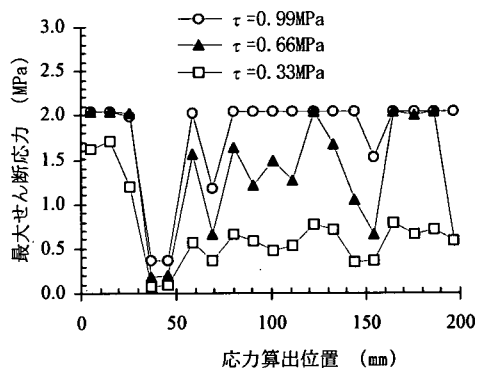
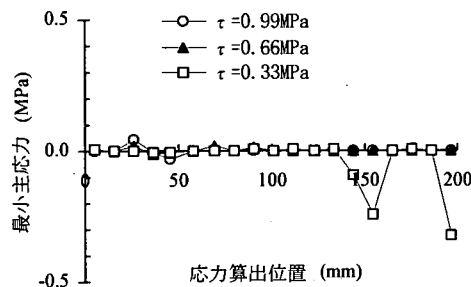
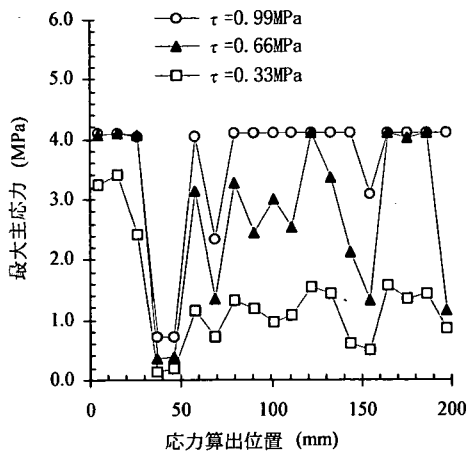


図-22 せん断ブロック直下部の応力状態 (流れ目)

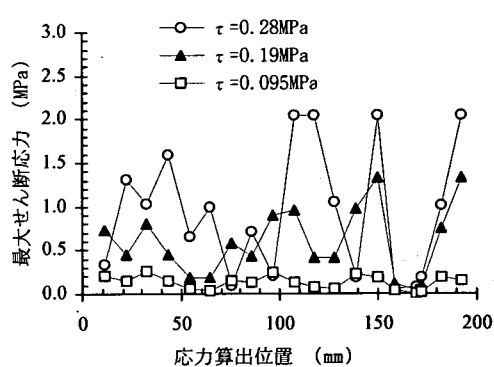
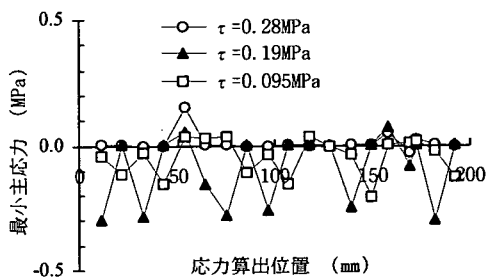
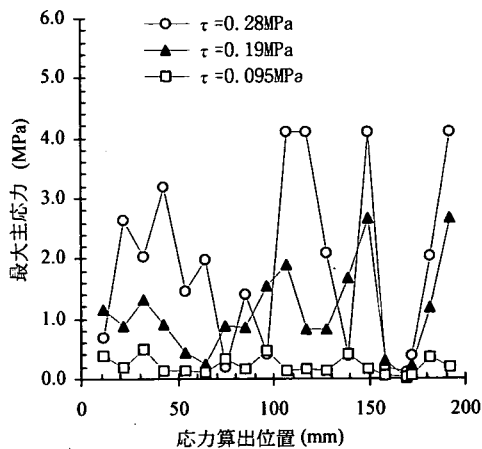


図-23 せん断ブロック直下部の応力状態 (差し目)

図-24 に破壊時における破壊面付近のせん断変位分布を示す。破壊面付近のせん断変位は、流れ目では1mm以下、差し目では0.5mm以下の値となる。差し目の変位分布は算出位置200mmが最も大きく、算出位置0mmではほとんど生じていない。これは、差し目ではせん断荷重載荷に伴いせん断ブロックが時計回りに回転しており、算出位置200mm側に大きな荷重が作用するためと考えられる。

せん断荷重段階毎に破壊面付近のせん断変位の平均値(せん断ブロック直下の基質部要素19箇所の相対水平変位の平均値)を算出してせん断応力との関係を求めたものが図-25である。比較のために不連続面のない模擬

地盤の実験結果 (Case 1-3) も図中に示す。流れ目、差し目ともに不連続面密度が変わってもせん断ブロック直下の破壊面付近の破壊時せん断変位量は変わらず、その大きさは不連続面のない場合の破壊時せん断変位とほぼ同じである。つまり不連続面密度の増加によるせん断変位の増加は、周辺地盤の変形によるものが支配的であると考えられる。

なお、これは6cm程度の間隔で高角度層理面が発達する不連続性岩盤のせん断試験において破壊時せん断変位が最大40mm程度と塊状岩盤に較べて大きくなるという試験結果²⁰⁾のメカニズムを示唆していると考えられる。

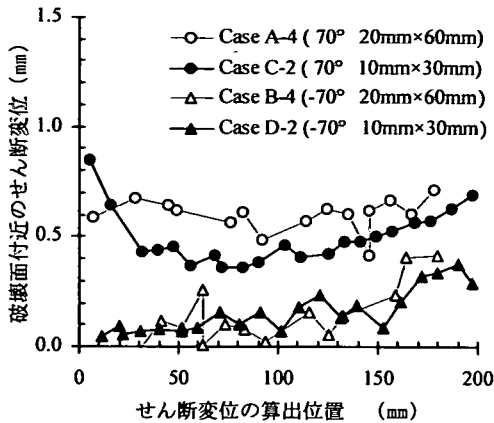


図-24 破壊面付近のせん断水平変位分布

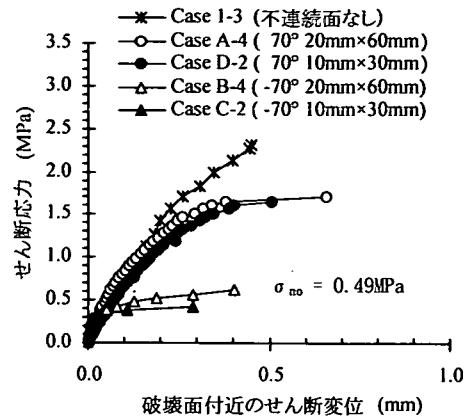


図-25 せん断応力-破壊面付近せん断変位

6. 結論

本研究では、縮尺模型実験および個別要素法により、水平から高角度で分布し連続性のある不連続面 (Set 1) とそれに直交する断続的な不連続面 (Set 2) によりブロック化された岩石の集合体のような、2 系列不連続面群を有する不連続性岩盤のせん断試験における異方性のメカニズムを明らかにした。本研究から得られた成果は以下のとおりである。

(1)原位置せん断試験を 1/3 のスケールで 2 次的にモデル化する模型実験装置を製作し、板状模擬地盤材料を積層させて作成した 2 系列不連続面を有する不連続性模擬地盤の縮尺模型実験を行った。

(2)Set 1 の傾斜角度が 70° の場合、流れ目と差し目では、せん断変形特性およびせん断強度特性ともに全く異なる結果が得られ顕著な異方性を示す。

(3)流れ目の場合には、せん断斜荷重により Set 1 が圧縮閉合されることから不連続面がない場合よりもせん断剛性は 1/10 程度になるものの、載荷合力による Set 1 に沿った方向の変形、滑動は生じにくいことから岩盤としてのせん断強度の低下は小さい。

(4)差し目の場合には、小さなせん断斜荷重レベルからせん断ブロック直下の Set 1 の左ずれによる基質部の時計回り方向の回転変形に伴い、基質部に曲げ変形による引張破壊が生じることにより岩盤としては小さなせん断強度となる。

(5)Set 1 傾斜角度が 70° の場合、流れ目の強度定数は $c = 0.77\text{MPa}$ 、 $\phi = 44^\circ$ 、差し目は $c = 0.31\text{MPa}$ 、 $\phi = 26^\circ$ となり、差し目は流れ目の約半分の強度に低下する。

(6)Set 1 傾斜角度が 50° の場合も、 70° の場合と同様の異方性が認められ、高角度不連続面を有する不連続性岩盤の強度異方性は、低角度不連続面の場合とは逆の傾向を示す。

(7)不連続面の幾何学分布を直接的に再現し、基質部を弾性-完全塑性体にモデル化した個別要素法は、模型実験結果より得られたせん断挙動の異方性を高精度で再現できる。そして、流れ目では基質部のせん断破壊が支配的であることと、差し目では基質部の曲げ変形に伴う引張破壊が支配的であることが、強度異方性の原因である。

(8)Set 1 傾斜角度が 70° の場合、流れ目、差し目ともにせん断ブロック周辺に分布する Set 1 の変形挙動がせん断試験におけるせん断変位の大部分を占める。すなわち、岩盤としての破壊面が形成されるせん断ブロック直下のせん断変位は、不連続面がない場合のそれとほぼ同じ大きさであると評価できる。

(9)本研究で示した個別要素法によるシミュレーション手法により、不連続面の幾何学分布、強度変形特性および基質部の強度変形特性が、不連続性岩盤のせん断挙動に及ぼす影響について評価することが可能である。

謝辞:本研究の実施にあたり、数値解析結果の評価においては(財)電力中央研究所地圏環境部の伊藤洋部長、野崎首席研究員からご指導、ご助言をいただいた。また、解析結果のとりまとめに際しては九州大学大学院工学研究院椎野修氏に、模型実験に際しては西日本技術開発(株)地盤耐震部梶原賢二氏にご協力をいただいた。ここに関係各位の皆様へ深く感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 村上省一: 土木における実用岩盤力学, pp.1-5, オーム社, 1985.
- 2) Goodman, R.E.著, 赤井浩一他訳: 不連続性岩盤の地質工学, pp.1-9, 森北出版, 1978.
- 3) (社)地盤工学会, 岩の力学委員会: 不連続性岩盤の構造物に

- 関する研究報告書(付:シンポジウム発表論文集), pp.32-33, 1995.
- 4) 仲村治朗, 河村精一, 村中健二: 互層堆積軟岩の変形・強度特性に及ぼす寸法効果に関する検討, 第30回岩盤力学に関するシンポジウム, pp.358-362, 2000.
 - 5) 山本晴二, 仲村治朗, 宮池克人, 水野直也: 互層堆積軟岩を対象としたブロックせん断試験などに関する2,3の考察, 電力土木, No.214, pp.75-85, 1987.
 - 6) 谷和夫: 人工の泥質軟岩を用いた室内せん断試験, 第10回岩の力学国内シンポジウム講演論文集, pp.767-772, 1998.
 - 7) 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.
 - 8) Kawamoto, K.: Macroscopic shear failure of jointed and layered brittle media, *Proc., 2nd Cong. ISRM*, pp.215-220, 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) 永井哲夫, 高橋裕之, 池尻健: ロックせん断試験結果の評価方法に関する一考察, 第10回岩の力学国内シンポジウム講演論文集, pp.773-778, 1998.
 - 11) 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.
 - 12) 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.
 - 13) 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32回地盤工学研究発表会論文集, pp.1205-1206, 1997.
 - 14) 谷和夫, 秋元正博: 不連続面を含まない軟岩に対するせん断試験の数値解析的検討, 第30回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集, pp.323-327, 2000.
 - 15) 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.
 - 16) 蔣宇静, 中川光雄, 江崎哲郎: 岩盤不連続体解析に必要な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.
 - 17) 土木学会岩盤力学委員会: 原位置岩盤試験法の指針 平板載荷試験法, せん断試験法, 孔内載荷試験法, pp.33-37, 2000.
 - 18) 赤司六哉, 永津忠治, 溝上建, 古賀善雄: 岩石および岩盤の工学的諸性質, 九州電力研究報告 No.86004, pp.59-60, 1986.
 - 19) ITASCA: Universal distinct element code. Version3, Itasca Consulting Group, 1996.
 - 20) 生貞幸治, 溝上建, 中川光雄, 蔣宇静, 江崎哲郎: 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, 土木学会論文集, No.680/III-55, pp.83-96, 2001.

(2002. 2. 15 受付)

EXPERIMENTAL AND NUMERICAL SIMULATION OF SHEAR TESTS FOR ROCK MASSES WITH STEEPLY DIPPED DISCONTINUITIES

Tatsuru MIZOKAMI, Yasuhiro MITANI, Tetsuro ESAKI and Osamu KATSUKI

Scale model tests and the DEM analysis are carried out to grasp a shear behavior of discontinuous rock masses with rock block of two prominent sets of discontinuities, which are oriented perpendicular to each other.

The results of the model test and the analysis indicate that there is the anisotropy of shear properties between counter-dip arrangement and dip arrangement. In the case of counter-dip arrangement, the failure mechanism is dominated by shear failure of intact rock, however, in the case of dip arrangement, it is dominated by tensile failure of intact rock due to toppling failure, which is caused by opening of discontinuities.