

14.3 ダム基礎等における弱層の強度評価手法の開発

研究予算：運営費交付金（一般勘定）

研究期間：平 18～平 21

担当チーム：材料地盤研究グループ（地質）

研究担当者：佐々木靖人、倉橋稔幸、吉田直人

【要旨】

本報告は、ダム基礎となる岩盤における断層や節理等の弱層の地質調査手法と強度評価手法を提案することを目的とし、充填物を含む弱層模型を用いた一面せん断試験を実施し、粘土等の充填物を含む弱層の強度予測式を検討したほか、これまでの成果を「弱層の地質調査とせん断強度評価の手引き（案）」として素案をまとめたものである。本研究では、弱層のうち、不連続面の壁面のかみ合わせ強度に着目し、凸形状のせん断破壊時における乗り上げ角度やせん断破壊面積比からせん断強度を予測する強度式を提案し、開口亀裂や粘土等の充填物を挟む弱層への拡張性を実証した。

キーワード：弱層、岩盤不連続面、一面せん断試験、せん断強度、ダム基礎

1. はじめに

岩盤には、断層や節理のように力学的な不連続面が存在することがある。不連続面の一部は周囲の岩盤と比較し、強度が著しく低いことから総称として弱層と呼ばれる（図-1）。弱層がコンクリートダム等の大型土木構造物の基礎となる岩盤に存在する場合、基礎岩盤のせん断強度を適切に評価して設計を行う必要があるが、弱層の強度評価が難しいため、設計強度を安全側の評価として低く設定することが一般的である。しかし、そのために、基礎掘削量や堤体積の増加など、効率的な建設事業を行う上で問題となることもある。弱層強度評価手法の一つである原位置せん断試験は、弱層強度を直接測定することができるため、多くのダムにおいて行われているが、試験が大がかりで多くの手間と費用を要するため、数多くの試験を行うことは難しく、試験箇所の代表性が問題になることもある。また、試料採取や整形が困難な場合もあり、必ずしも原位置で試験を実施できる訳ではない。そこで、原位置せん断試験を補完し、強度評価の信頼性を向上させるために、弱層の凹凸形状や壁面（岩盤）強度のように取得が比較的容易な物性値を用いて間接的にせん断強度を推定する方法の開発が望まれている。

そこで、本研究では弱層の地質調査手法と強度評価手法を提案することを目的とし、平成 21 年度には主に充填物を含む弱層模型を用いた一面せん断試験を実施し、粘土等の充填物を含む弱層の強度予測式を検討したほか、これまでの成果を「弱層の地質調査とせん断強度評価の手引き（案）」として素案をまとめた。

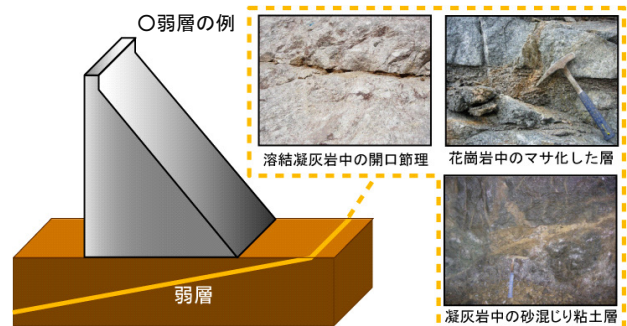


図-1 ダム基礎岩盤における弱層

2. 弱層分類方法の検討

2.1 事例収集

ダムサイトにおいて弱層沿いのせん断強度が評価された事例を、工事誌、雑誌掲載論文、その他の資料から収集した。

なお、収集したのは 40 ダムにおける 41 の事例である。事例数がダムの数より 1 つ多い理由は、同一ダム（アーチ）における高角度断層と低角度節理に対する異なる手法による強度評価を、別個の事例とみなしたためである。後に型式が変更されたダムもあるが、強度評価時におけるダム型式の内訳は、重力：31、アーチ：8、フィル：1 である。いずれも、堤体および基礎岩盤の安定性に関わる弱層の事例であり、掘削斜面の安定に関わる弱層の事例を含まない。これらの弱層の成因や性状から力学的強度の要素を整理し、弱層の形態を分類した¹⁾。

2.2 弱層の成因

収集事例の弱層の成因を表-1 に示す。弱層は、不連続面としての成因に着目すると、岩石または地層の生成時

に形成されたものと、生成後に形成されたものに分けられる。前者には、冷却節理、フローユニット境界、軟質挟在層（層理面）および不整合面があり、後者には、断層、造構節理、シーティングジョイントおよびトップリングによる割れ目等がある。

弱層の成因とダム型式との関係では、アーチダムにおいて問題となった弱層のほとんどは高角度断層であり、その他、低角度のシーティングジョイントが問題となった例がある。ロックフィルダムでは、水平断層が問題となった1例のみである。これ以外の様々な成因による弱層は、いずれも重力ダムにおける低角度の弱層である。

弱層の成因および地質（岩種）別の事例数を図-2 に示す。収集した弱層の事例で最も多いのは断層であり、様々な地質に出現して事例全体の約半分を占める。次に多いのはシーティングジョイントで、その多くは花崗岩類のものである。軟質挟在層は、具体的には新第三紀の泥岩および凝灰岩、古第三紀の石炭層および凝灰岩層である。

表-1 弱層の成因

| 不連続面の種類 | | 弱層の例（呼称） | |
|----------|--------------|------------------|--------|
| 断裂 | 断層 | 断層 | |
| | 節理 | 造構節理 | 節理、シーム |
| | | 冷却節理 | 割れ目 |
| 断裂以外の割れ目 | シーティングジョイント | 割れ目密集ゾーン、節理 | |
| | トップリングによる割れ目 | クラック | |
| 堆積構造 | 軟質挟在層 | 凝灰岩層、石炭層、泥岩薄層 | |
| | フローユニット境界 | 非溶結部、自破碎部、亀裂、シーム | |
| | 不整合面 | 境界層 | |

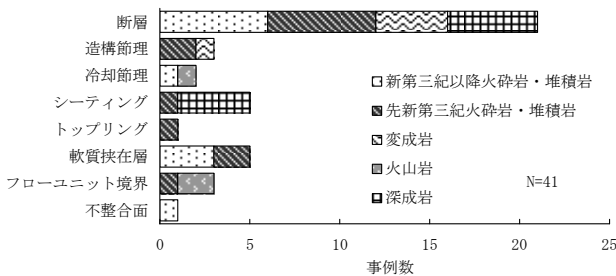


図-2 弱層と地質との関係

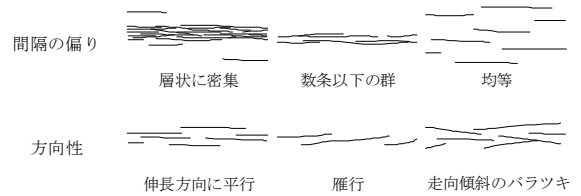
2.3 弱層の形態と力学的強度要素

弱層の形態は、観察するスケールによっても異なるため、ここでは、露頭・横坑スケールで認識される形態に限定する。収集事例の弱層の形態についてみると、面の間隔、連続性、粗さ、充填物幅等が様々であるほか、い

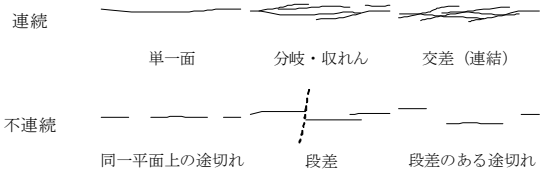
くつかの観点から捉えられる定量化しにくい多様な形態が認められる（図-3）。そこで、強度評価の観点から弱層の形態分類を行った。弱層の強度は、せん断される部分に着目すると、次の3種類のいずれかの強度の組合せせからなると考えられる。

- α) 不連続部（岩盤）の強度
- β) 壁面のかみ合い（接触）による強度
- γ) 充填物の強度

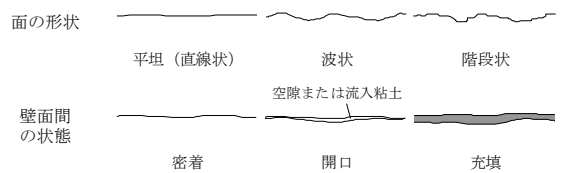
複数の不連続面間の関係



連続性に関する形態



壁面のかみ合いに関する形態



充填物に関する形態

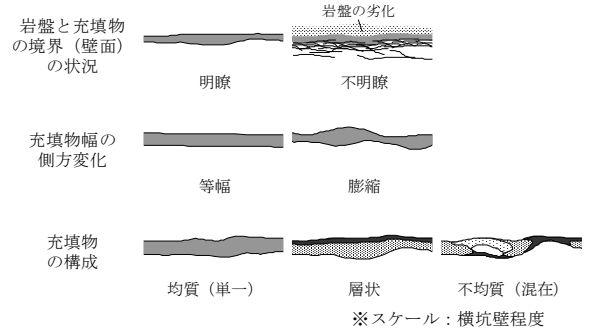


図-3 弱層の形態

表-2 弱層の形態分類と強度要素

| 弱層タイプ | スケール | | 特徴 | 想定される強度 | | |
|-------|-----------|-----------|---|-----------------------|-----------------------|------------------|
| | 露頭横坑スケール | 原位置試験スケール | | α)不連続部(岩盤)の強度 | β)壁面のかみ合いによる強度 | γ)充填物の強度 |
| A | 不連続 | 不連続 | 個々の不連続面の連続性が原位置試験スケールより小さい。原位置試験スケールで不連続面のせん断強度に加え、不連続部(岩盤部)の強度が期待できる。 | ○ | ○ | - |
| B | 不連続 | 連続 | 個々の不連続面の連続性が、原位置試験スケールより大きい。露頭・横坑調査スケールでは不連続部(岩盤部)の強度を期待できるが、原位置試験スケールでは期待できない。 | ○ | ○ | - |
| C | 充填物幅 ≤ 振幅 | 充填物幅 ≤ 振幅 | 充填物を含まない、もしくは充填物幅が凹凸の振幅より小さく、原位置試験スケールで壁面のかみ合い効果を期待できる。 | - | ○ | △ |
| D | 充填物幅 ≤ 振幅 | 充填物幅 > 振幅 | 露頭・横坑調査スケールでは充填物幅が起伏の振幅より小さく、壁面のかみ合い効果が期待できるが、原位置試験スケールでは充填物幅が凹凸の振幅より大きく、かみ合い効果を期待できない。 | - | ○~△ | ○ |
| E | 不均質 | 均質または層状 | 充填物幅が厚く、不均質な複数種類の充填物で構成される。露頭・横坑調査スケールでは充填物の構成に応じた強度を期待できるが、原位置試験スケールでは一部の充填物の強度に支配される。 | - | - | ○ |
| F | 均質または層状 | 均質または層状 | 充填物が厚く均質または層状の充填物で構成される。単一種類の充填物のせん断強度しか期待できない。 | - | - | ○ |

○: 主な強度要素、△: 副的な強度要素、-: 強度として期待できない強度要素

弱層の区分の仕方や強度試験の方法は、 α) ~ γ) のいずれの強度が主に関わるかによって変わる。そして、これらの強度は、それぞれ以下の弱層の形態が関係する。

- α') 不連続部の有無
- β') 壁面の粗さと充填物幅の関係
- γ') 充填物の構成

弱層の強度評価に関わるのは、主に α') ~ γ') の形態であるといえる。しかし、これらは観察するスケールによって変わるため、原位置試験スケールとの関係で捉える必要がある。原位置試験は、弱層の強度を直接測定できる最も大きなサイズの試験であり、この試験のスケールで α) ~ γ) のような強度を取り込んで評価できるのか否かが強度評価手法を左右するためである。

しかし、露頭や横坑等のスケールのように原位置試験を越える大きなスケールでは、上記 α) ~ γ) のいずれかの強度を評価できるものの、そのスケールを取り込む力学試験方法はない。よって、露頭・横坑スケールで幾何形態調査を行って取り込むなど、異なる方法が必要となる。

2.4 弱層の形態分類

α') ~ γ') の弱層の形態に着目するとともに、原位置試験のサイズを基準としたそのスケールを考慮して弱層の形態を区分することにより、強度評価手法に対応した分類が可能となる。そこで、弱層の形態分類を表-2に示す。

表-2 では、各タイプの弱層を、露頭・横坑観察調査ス

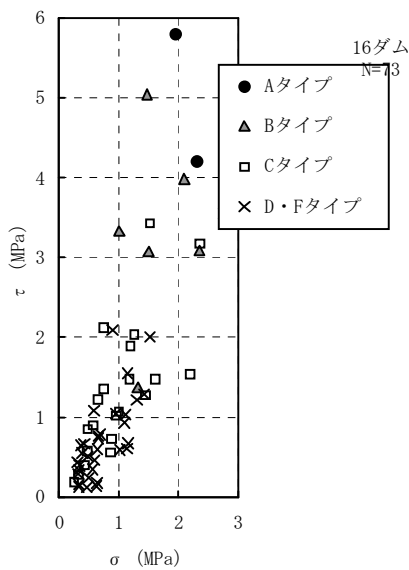
ケールと原位置試験スケールの二つのスケールで見たとときの形態を模式的に示した。A、C、Fタイプは、それらの強度を原位置試験スケールで評価できるのに対し、B、D、Eタイプでは、より大きなスケール(露頭・横坑スケール)でなければ評価できない点で異なる。ただし、これらの弱層タイプは、必ずしも一枚の弱層ごとに対応するのではなく、同一の弱層が区間によって複数のタイプに分けられる場合もある。

2.5 既往ダムにおけるせん断強度の測定例

各区分における既往ダムのせん断強度の測定例を図-4、図-5、図-6に示す。まずAタイプはどちらのスケールで見ても不連続部を含む弱層である。前述の α) ~ γ) の強度との関係でいえば、 α) と β) の強度を期待できる。Aタイプの試験値は通常のプロックせん断試験によるものであり、そのせん断面に不連続部(岩盤部)を含むため、岩盤の強度を反映した大きな値となっている。次にBタイプは α) と β) の強度を期待できる。Bタイプの試験値は、充填物を含まない弱面を対象とした三面ラインカット方式のプロックせん断試験によるものである。内部摩擦角 ϕ は40~45°と高く、純せん断強度 τ_0 の値には大きなバラツキがある。このバラツキの原因としては、壁面岩盤の硬軟のほか、試験面の粗さ形状やかみ合わせが影響していると考えられる。さらにCタイプは、 β) と一部 γ) の強度によると考えられる。薄い充填物を含む壁面がかみ合う弱層に対する試験で、大型の姿勢制御、側方拘束等によるロックせん断試験によるものである。

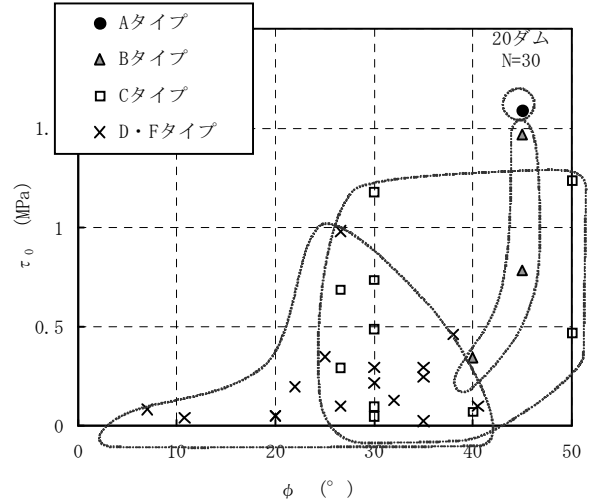
τ_0 、 ϕ ともに広い範囲の値が得られている。

最後に D、E、F タイプは、試験面では壁面のかみ合わせがほとんど得られないタイプの弱層であり、主として γ の強度のみが期待できる。ただし、Dタイプでは、露頭サイズで充填物幅が振幅よりも小さい場合には β の強度も期待できる場合がある。いずれも原位置試験では主に充填物の強度しか期待できないタイプの弱層であるため一括した。図中のデータは基本的には充填物に対する試験値であるが、一部ロックせん断試験およびブロックせん断試験のほか、簡易せん断試験による試験値が含まれる。ブロックせん断試験は、凝灰岩層や石炭層などの軟質挟在層に対して行われたものである。せん断強度は、Cタイプの試験値と部分的に重なるが、 τ_0 、 ϕ ともに小さめの値となっている。また、図-6に示したD・Fタイプの原位置せん断試験値に、充填物を対象とした室内三軸圧縮試験および一面せん断試験結果を加え、充填物の性状によって区分した。粘土状から砂状の断層、粘土状の非溶結層および境界層等の軟質部分からなる充填物は、粘着力 c が 0.25MPa 以下で、内部摩擦角 ϕ は 3~40° の広い範囲にばらつく。 ϕ がばらつく原因としては、粒度組成、締まり具合および含水比などの違いが考えられるが、 c は軟質物質の試験値と変わらず、 ϕ が大きめの 40° 前後となっている。粘土混じりの角礫状~細片状の断層および亀裂が発達した自破砕溶岩は、 c が 0.1~1MPa、 ϕ が 25~40° と、軟質物質に比べて c 、 ϕ ともに大きな値を示している。凝灰岩および石炭等の軟質挟在層は、 c が 0.2~0.4MPa 程度、 ϕ が 20~35° で、 c が軟質物質より大きめの値となっている。



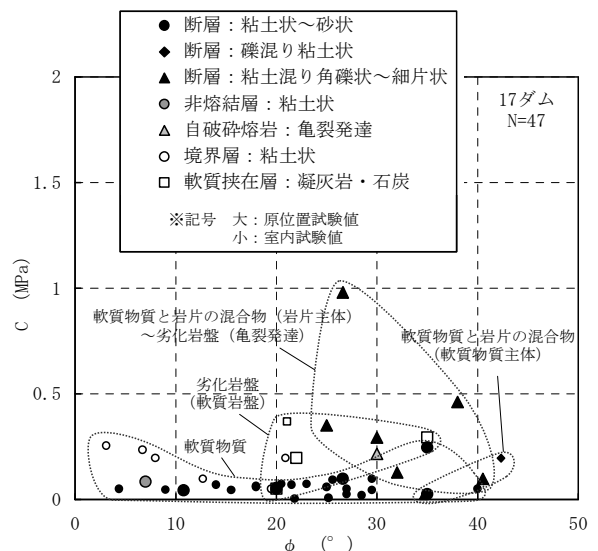
弱層タイプ別せん断試験値 (試験ブロック毎の τ - σ 関係)

図-4 既往ダムにおける弱層分類ごとのせん断試験値の事例



弱層タイプ別原位置せん断試験値

図-5 既往ダムにおける弱層分類ごとの原位置せん断試験値の事例



弱層充填物の力学試験値 (原位置・三軸圧縮・一面せん断)

図-6 既往ダムにおける弱層充填物の力学試験値の事例 (原位置・三軸圧縮・一面せん断)

2.6 弱層の地質調査項目の検討

以上から、弱層を地質調査する際のせん断強度に影響を及ぼす強度要素の主な調査項目を表-3に整理した。

通常、岩盤分類の観点では、「岩石の硬さ」、「割れ目の間隔」、「割れ目の状態」の三要素を組み合わせることにより岩盤を相対的に区分し、各岩級の代表箇所での原位置せん断試験を実施することで、設計強度を設定してきた²⁾。しかし、大がかりな試験となるため時間やコストがかかること、またそのために試験数量が限られてきた。また、図-5に見られるように、Cタイプのせん断試験値は

大きくばらつくなどして、代表性の問題もある。これは、表-3 に示すようにβ) 壁面のかみ合わせが壁面の強度・形状・かみ合わせの組み合わせによると考えられる。これらの要素を確実に取得できれば、不連続面のせん断強度を予測することも可能で、原位置せん断試験に比べればいずれも簡便な試験で取得可能であると考えられる。そこで次節では不連続面壁面のかみ合い強度によりせん断強度を評価する方法について検討した。

表-3 せん断強度に影響を及ぼす強度要素の主な調査項目

| 強度要素 | 項目 | 内容 |
|---------------|---------|--------------------|
| α)不連続部(岩盤)の強度 | 岩盤の強度 | せん断強度、内部摩擦角 |
| | 不連続面の分布 | 間隔、方向、長さ |
| β)壁面のかみ合い強度 | 壁面の強度 | 一軸圧縮強度、せん断強度、内部摩擦角 |
| | 壁面の形状 | 凹凸形状 |
| | かみ合わせ | 上盤と下盤との接触面積 |
| γ)充填物の強度 | 充填物の強度 | 粘着力、内部摩擦角 |
| | 構成 | 幅 |

3. 弱層のせん断強度評価手法の検討

3.1 弱層のかみ合わせ強度

不連続面のかみ合わせのせん断強度を推定する手法には、弱層の表面粗さと壁面の一軸圧縮強度等を用いて求める Barton(1973)⁹⁾の経験的な強度式が知られている。しかし、この強度式では断面の凹凸の形状を目視で観察し決定するため、主観的な要素が強く、形状の値が観察者によって変わる問題が指摘されていた(楠見ほか, 1999)⁴⁾。また、この強度式はかみ合った不連続面に基づいた試験から導かれたことから、実際のダムで見られるような開口節理や粘土等の充填物を挟む弱層への適用が難しいと予想される。

そこで、本研究では、不連続面の壁面の凹凸に沿った乗り上げと表面の凹凸のせん断破壊を考慮したモデル(図-8)として知られる Saeb (1990)⁹⁾のせん断強度式に着目した(式①)。不連続面のせん断抵抗破壊では、壁面の凸部分が接触し壁面に乗り上げるによりせん断破壊する。せん断抵抗破壊し壁面に乗り上げた角度をダイレクション角と称し、一般的にピークせん断応力時に最大値(ピークダイレクション角)を示すことが多い。そこで不連続面の壁面のかみ合わせの強度を任意に推定することを試みた。

$$\tau_p = \sigma_n \tan(\phi_u + i)(1 - A_s) + A_s \cdot S_r \cdot \dots \cdot \textcircled{1}$$

τ_p : ピークせん断強度、 σ_n : 垂直応力、 ϕ_u : 平滑面の摩擦角、 i : ピークダイレクション角、 A_s : 全せん断面に対する堅岩部のせん断面積の比、 S_r : 堅岩部のせん断強度

Saeb の強度式①では、例えば $A_s=0$ の場合は、平滑面のように亀裂のかみ合わせがない。その時のせん断強度は、表面摩擦強度に置き換えられる。一方、 $A_s=1$ となる場合には、インタクトロックのように全断面で岩石がせん断される。凹凸面の場合には、 $0 < A_s < 1$ となり、その間の値を示すと推定される(図-9)。Saeb の強度式では、開口亀裂やかみ合わせの悪い亀裂でも、亀裂面の乗り上げの角度とその時のせん断破壊強度を推定すれば、そのせん断強度を推定できるはずである。

しかしながら、実際の岩盤は弱層が完全にかみ合っていないことも多い。また、粘土等の充填物を含むこともある。Saeb の強度式は完全にかみ合った不連続面を想定したものであり、せん断面全面に均等に力が働くことを仮定としている。しかし、かみ合わせの悪い場合には、せん断面の接触面積の減少に伴い垂直応力が増加することが予想され、接触面積の減少に伴う応力の補正が必要となる。そこで、本研究ではあらかじめ不連続面の壁面の凹凸を計測することにより、凹凸形状のプロファイルの重なりが一定の幅を超えるとせん断破壊を生じると仮定し、壁面の接触面のかみ合わせをシミュレーションし、ピークダイレクション角とせん断破壊面積を推定することによりせん断強度を算出することを試みた。せん断破壊部 A_s にかかる垂直荷重を N_s とすると、破壊部と摩擦部への垂直荷重の配分比はそれぞれ N_s と $1-N_s$ となり、②式のように表される。

$$\tau_p = \sigma_n \tan(\phi_u + i)(1 - N_s) + A_s \cdot S_r \cdot \dots \cdot \textcircled{2}$$

τ_p : ピークせん断強度、 σ_n : 垂直応力、 ϕ_u : 平滑面の摩擦角、 i : ピークダイレクション角、 N_s : 破壊部への垂直荷重の配分比、 A_s : 全せん断面に対する堅岩部のせん断面積の比、 S_r : 堅岩部のせん断強度

この Saeb の改良強度式を用いて図-11 に示す計算手順で得た計算値を、モルタル製の弱層模型を用いた一面せん断試験の結果と比較することにより、改良強度式の拡張性を検証した。さらに、粘土等の充填物を含む弱層や実際の岩盤への拡張性を検討した。

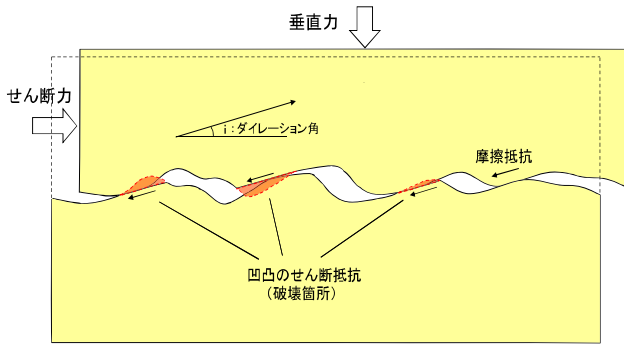


図-8 不連続面のせん断モデル

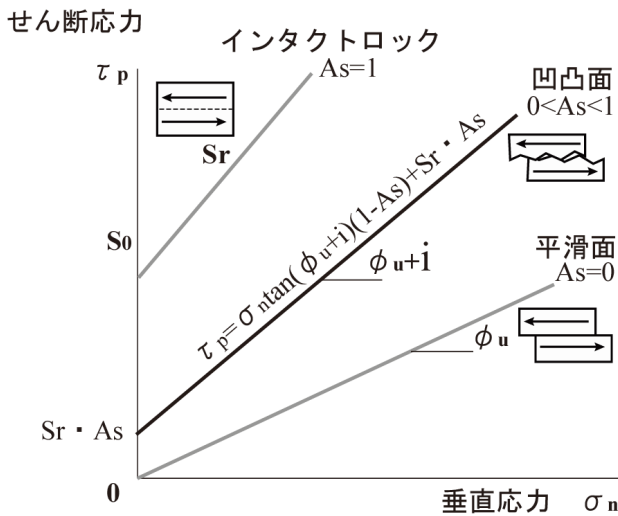


図-9 Saeb の強度予測式によるせん断強度

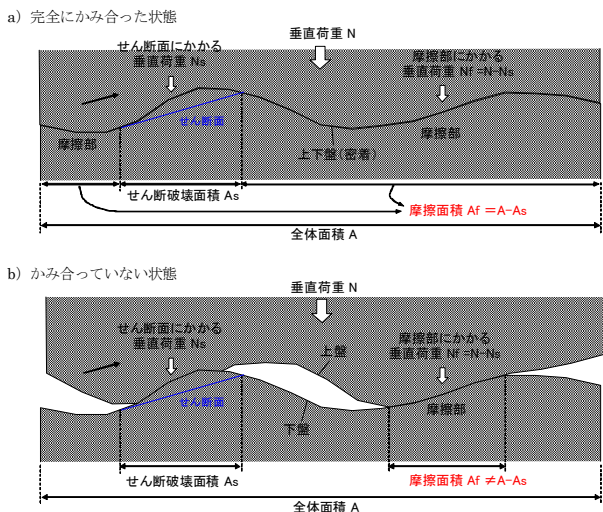


図-10 Saeb モデル (上) と改良モデル (下) の模式図

① 初期状態の決定

- ・垂直載荷状態での上下盤の相対位置を復元する。

② ダイレーション角を仮定したせん断応力の計算

- ・上盤を仰角 i^* (仮定) でせん断方向へ1計測点分移動したとき、上下が重複する計測点から i^* 方向への延長線を仮想せん断面(上/下)とする。
- ・重複箇所ごとに上下の仮想せん断測点数(区間長)を比較し、少ない方を想定せん断面とする。
- ・全測線の想定せん断測点数の合計を、全計測点数で割ったものをせん断面積比 a_s とする。
- ・仮定した角度 i (ダイレーション角) とせん断面積比 a_s を修正Saeb式に代入してせん断応力を計算する。

③ ダイレーション角とせん断応力の決定

- ・ i の角度を変えてせん断応力を計算し、最小値をこのせん断変位におけるせん断応力として決定する。
- ・ そのときの角度 i_c をダイレーション角とする。

④ 各せん断変位におけるせん断応力の算出

- ・ 上下盤の形状を、③で決定したダイレーション角 i_c での想定せん断面形状に改変する。
- ・ せん断変位をさらに進めたときの各変位におけるせん断応力を、上記手順を繰り返して順次算出する。

図-11 Saeb の改良強度式を用いた計算手順

3.2 一面せん断強度試験

3.2.1 供試体の製作

壁面形状 (粗さ) および材料強度の違いがせん断強度に与える影響を調べるため、粗さの異なる5種類 (A・B・C・D・E) の稲田花崗岩の節理面から型どり、モルタルを用いて岩盤を模した供試体を製作した (図-11)。試験面の大きさは100mm×200mmであり、表面粗さを示す指標の一つである JRC は A:14.9, B:8.0, C:5.4, D:14.2, E:11.8 であった (表-4)。その他、また、これら以外にインタクトロックや平滑面の供試体も製作した。

次に使用したモルタルは表-5 に示す配合とし硬軟2種

類のモルタルを用いて打設した。打設後は28日間の水中養生を行い、その後は実験室内で常温保管した。試験実施時における平均一軸圧縮強度は、硬質供試体で71.8MPa、軟質供試体では20.9MPaである。

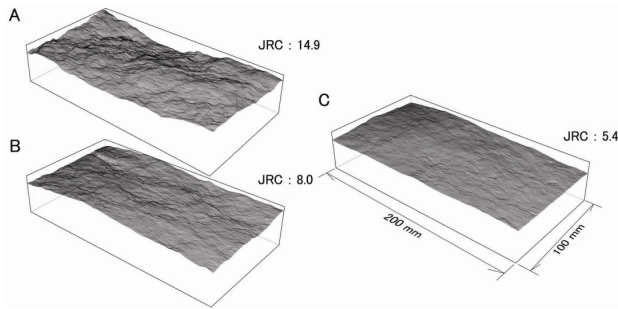


図-12 供試体の形状

さらに、充填物としてカオリン粘土を用いた。供試体の試験面に均等になるようにヘラを用いて塗り、変位計を用いて充填物の厚さが所定の厚さになるように製作した(図-13)。なお、載荷における圧密の問題から、充填物幅を2mm以下とし、充填物の厚さを0.7~1.9mmに設定した。充填物の物性を表-5に、供試体の形状および寸法を図-13に、供試体作製状況を図-14に示す。

以上から、表-4に示すように、形状・モルタル強度・充填物の有無の組み合わせから、合計12種類の供試体を製作し、一面せん断試験を実施した。

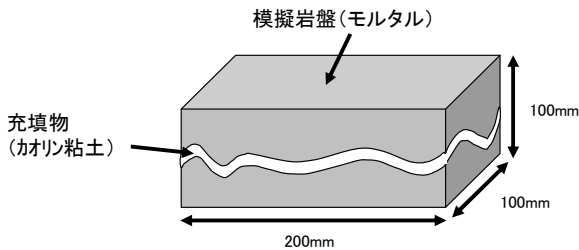


図-13 供試体の形状



図-14 供試体作製状況

表-4 供試体の形状一覧

| 形状 | 表面の粗さ | | モルタル強度 | 充填物の有無 |
|-------|-------|----------|--------|--------|
| | JRC | 平均振幅(mm) | | |
| A 凹凸面 | 149 | — | 硬 硬 | 無 |
| B 凹凸面 | 80 | — | 硬 軟 | 無 |
| C 凹凸面 | 54 | — | 硬 軟 | 無 |
| D 凹凸面 | 142 | 53 | 硬 | 無 有 |
| E 凹凸面 | 118 | 42 | 硬 | 無 有 |
| F 平滑面 | 0 | 0 | 硬 | 無 有 |

表-5 供試体材料の配合および強度

| 種類 | 使用セメント | 配合 | | | | 強度 (MPa) | |
|----|----------|----|----------------|-------------------|-----|----------|-----|
| | | 水 | セメント | CaCO ₃ | 大井砂 | 一軸圧縮 | 引張 |
| 軟 | 普通ポルトランド | 1 | 1 | 0.43 | 4.3 | 20.9 | 2.4 |
| 硬 | 無収縮グラウト剤 | 1 | プレミックスクラウト 6.4 | | | 71.8 | 5.4 |

表-6 充填物の物性

| 使用材料 | 配合比 | | 強度 | | |
|--------|-----|------|--------------|-----------|-----------|
| | 水 | カオリン | 一軸圧縮強度 (MPa) | 粘着力 (MPa) | 内部摩擦角 (°) |
| カオリン粘土 | 06 | 10 | 0.0078 | 0.0044 | 12 |

その他、実際の岩盤を用いての弱層のせん断試験を実施した。試料を東北地方のダムサイト周辺の新第三紀の溶結凝灰岩の柱状節理を含む岩盤およびボーリングコアから採取した。試料を石膏に埋め込み供試体を製作した。コアの採取状況及び供試体の写真を以下の図-15に示す。また、その物理特性を下記の表-7に示す。なお、後述の解析では、平均値を用いた。

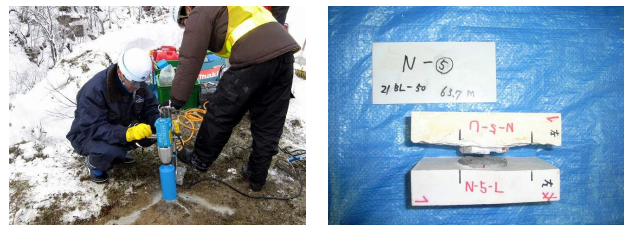


図-15 供試体の採取状況および供試体

表-7 コアの物性

| | 圧縮強度 (MPa) | 引張強度 (MPa) | 摩擦角 (°) |
|-----|------------|------------|---------|
| 最大値 | 14.4 | 0.73 | 293 |
| 最小値 | 5.83 | 0.65 | 229 |
| 平均 | 10.2 | 0.70 | 275 |

3.2.2 セン断試験方法

(1) 試験機器

使用したせん断試験機は、土木研究所所有の垂直荷重 200kN、せん断荷重 2000kN の载荷能力を有する。せん断時に垂直荷重を一定に保持する機構を内蔵している (図-16 左)。測定値 (垂直荷重、せん断荷重、垂直変位、せん断変位) は、コンピュータリアルタイムに保存される。また、せん断による供試体の形状変化を調査するため、供試体表面を試験の前後に XY 方向とも 0.5mm ピッチで形状をレーザー変位形で計測した。測定にはレーザー変位計 (キーエンス製 LB-300) とステッピングモータ駆動方式による XY 軸自動ステージを用いた (図-16 右)。

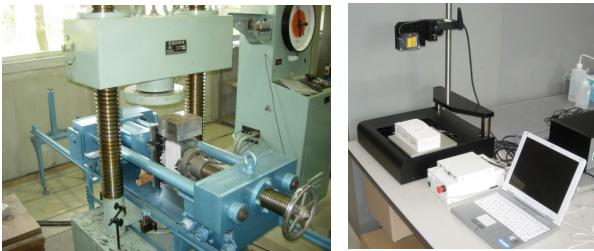


図-16 試験機器

(2) 試験条件

試験条件として、垂直応力を 0.5、1、2、4MPa 等まで段階的に上げ、せん断変位 10mm まで達した時点まで行う試験とピークせん断強度発現時点で終了する試験の 2 種類を設定した。

試験は予備载荷後に、所定の垂直荷重を载荷し、これを一定に保持しながら、変位制御によってせん断を行った。ピーク強度発現までは 0.1mm/min、それ以降は 0.2mm/min の速度で载荷した。

4. 充填物を含まない弱層のせん断試験結果と解析

4.1 セン断強度

インタクトロック、形状 D (凹凸面)、形状 E (凹凸面)、形状 F (平滑面) の模擬岩盤における一面せん断試験の結果を図-17 に示す。インタクトロックのせん断試験は $\phi = 48^\circ$ 、 $S_0 = 3.4\text{MPa}$ となった。しかし、粘着力に関しては供試体の一軸圧縮強度 15.6MPa に比べると、過大な値となっている。形状 F (平滑面) は、 $\tau_0 = 0$ 、 $\phi = 37^\circ$ となった。形状 D は $\tau_0 = 0.4\text{MPa}$ 、 $\phi = 47^\circ$ 形状 E は $\tau_0 = 0.3\text{MPa}$ 、 $\phi = 46^\circ$

なった。

せん断強度はインタクト>形状 A>形状 B>形状 C の傾向が見られるものの、粘着力など顕著な差となっていない。

形状 D および形状 E の亀裂のせん断強度は、いずれもインタクトロックよりも小さく、平滑面の強度よりも小さくなる。また、せん断強度と内部摩擦角とともに、これらの結果は Saeb の強度式①を満足する。形状 D、形状 E のせん断応力は、垂直応力と比例関係にある。

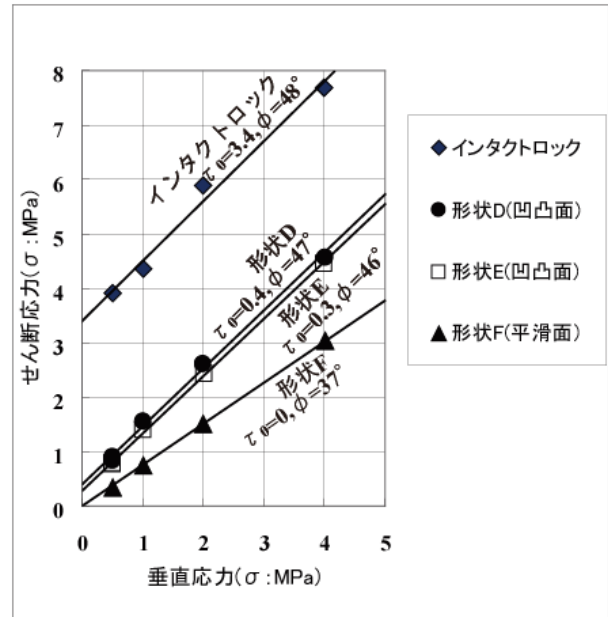


図-17 充填物を含まない供試体における凹凸面形状の違いによるせん断強度の比較

次に、図-18 に模式岩盤の硬軟の違いによる試験の結果をより求めた垂直応力とピークせん断応力との関係を示す。表面の粗さの違いが強度に与える影響についてみると、同じ垂直応力下では形状 A>形状 B>形状 C の傾向が明瞭であり、形状が粗いものほどせん断強度が大きくなる。一方、材料強度に着目すると、形状 A では硬質の方がわずかに大きな強度を示すが、形状 B、C では反対に軟質供試体の方がやや大きな強度を示す。

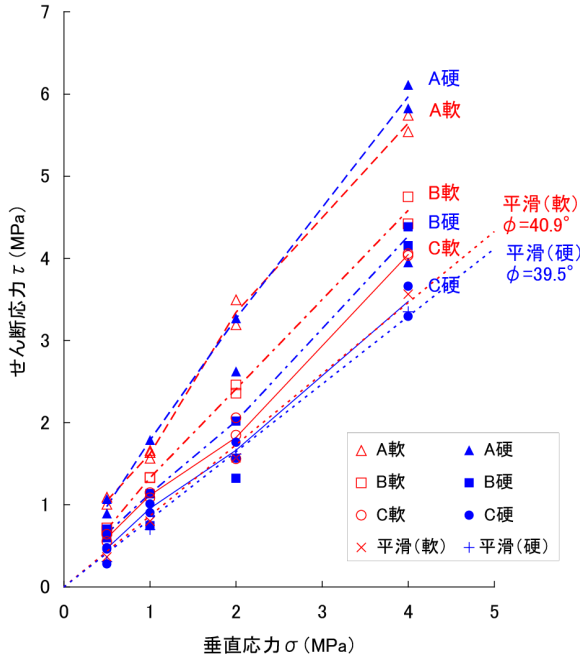


図-18 充填物を含まない供試体におけるモルタル強度の違いによるせん断試験結果

4.2 せん断破壊箇所の分布と面積

ピークせん断応力直後で終了した時の、不連続面のせん断破壊箇所の分布とその面積を求めた。算出は試験前後の形状測定データの差分値をベースとし、さらに目視による供試体の観察結果を参考にして供試体ごとの判定閾値を設定し、GISソフト(ESRI ArcGIS9.2)を用いて破壊箇所およびせん断破壊面積を求めた。

形状A(硬)におけるせん断破壊箇所の分布例を図-19に示す。せん断によって破壊される箇所は、全体のごく一部であることがわかる。また破壊される箇所には共通性があり、垂直荷重の増加にともない、破壊面積が広がっていく様子が伺える。

一方、各供試体のせん断破壊面積比を図-20に示す。

せん断破壊面積比は、材料強度で比較すると硬質供試体よりも軟質供試体の方が大きい。また材料強度が同じであれば、形状が粗く、また垂直応力が高くなるにしたがってせん断面積比が大きくなる傾向がある。

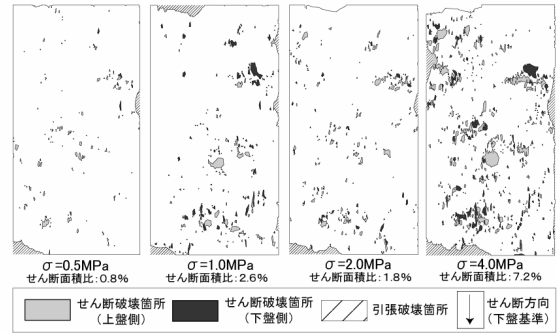


図-19 形状A(硬)におけるせん断破壊域の分布

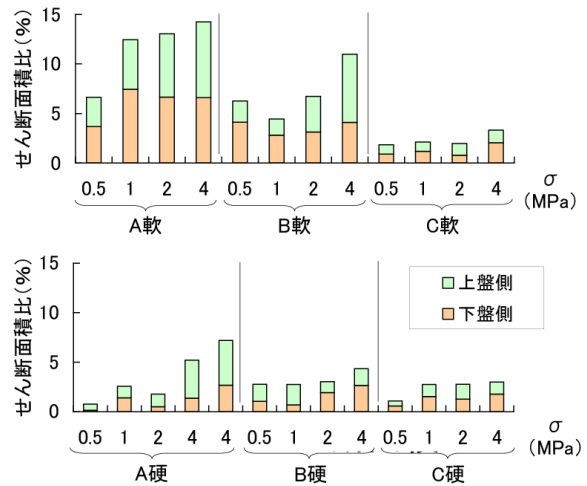


図-20 ピークせん断応力直後の破壊面積

4.3 ダイレイション特性

各試験においてピークダイレイション角を比較した。図-21に示すように、ピークダイレイション角は形状A>形状B>形状Cとなり、壁面形状が粗い方が滑らかなものより大きな角度を示した。また、材料強度は大きい方が、垂直応力は低い方が大きなピークダイレイション角を示す傾向がある。

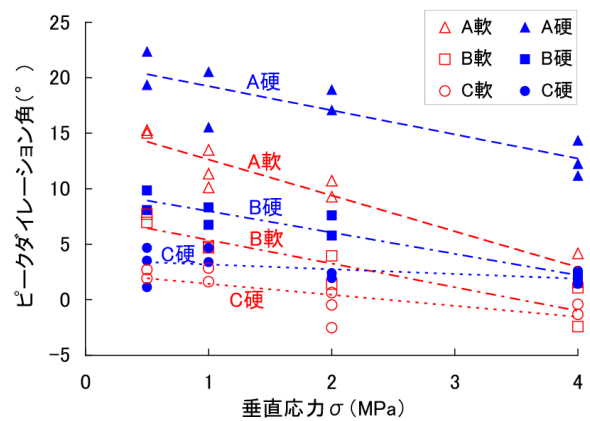


図-21 各試験のピークダイレイション角

4.4 せん断面の傾斜変化

GISソフトを用いて壁面の凹凸から最大傾斜角を算出し、せん断破壊箇所と非破壊箇所の試験前後における傾斜変化を算出した。形状A（硬質）の $\sigma=4\text{MPa}$ における算出結果を図-22に示す。せん断方向起点側からの見かけ傾斜角で示している。

傾斜角の頻度分布を比較すると、非破壊域では見かけ傾斜角 0° （水平）をピークとした正規分布を示し、せん断後にも大きな変化が見られない。一方、せん断破壊域では 20° 付近にピークがあり、試験後にはこのピークが低角度側にシフトしている。

また、図-23はせん断破壊域における試験前後の傾斜角の増減を示したものである。 20° を越える傾斜角が減少し、 12° 程度をピークとして $3^\circ\sim 18^\circ$ の傾斜角が増加している。

試験後に最も増えた傾斜角は 12° 付近で、本試験のピークダイレクション角（ 12.2° ）と一致する。

その他、図-24に示すとおり他の試験結果においても同様に試験後に増加した傾斜角の最頻値がピークダイレクション角とほぼ一致する傾向が見られている。

このことから、せん断は供試体表面において急傾斜の箇所を破壊し、破壊後の傾斜角はピークダイレクション角に近づくことが分かる。

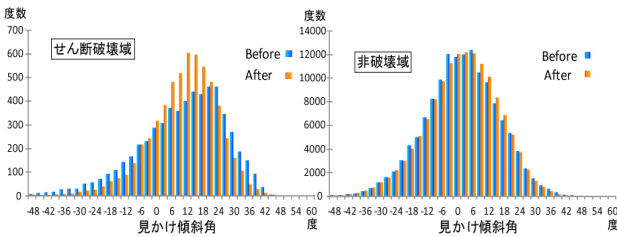


図-22 せん断による供試体表面の傾斜変化

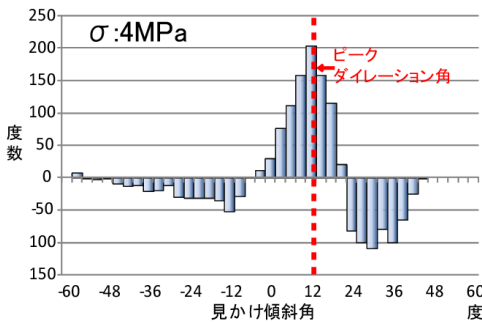


図-23 形状A（硬）供試体における傾斜角の増減

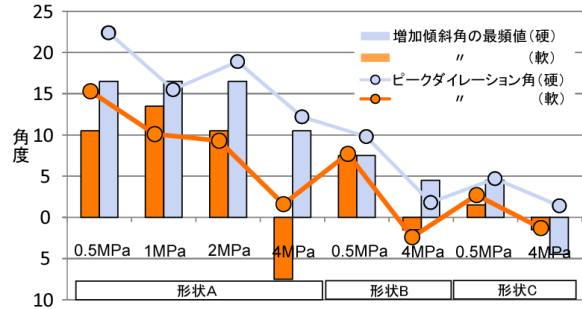


図-24 増加傾斜角の最頻値とピークダイレクション角

4.5 ピークダイレクション角とせん断面積との関係

垂直応力および材料強度が同一であれば、表面形状が粗いほどせん断強度が大きくなるという結果は、Bartonの強度式をはじめとする既往の研究と一致する⁵⁰⁾。しかし、今回の試験では以下のように既往の知見と異なる結果も得られた。

- (1) 軟質供試体の方が硬質供試体と比較して、高いせん断強度を示すことがある。
- (2) 硬質供試体について、一部で平滑面の強度を下回るせん断強度を示すことがある。

これらの原因として、供試体間のかみ合わせの良否が影響していると仮定し、以下に考察した。

供試体が剛体の場合、理論的には、表面形状が同一であれば、ピークダイレクション角とせん断面積の関係は、供試体の硬軟に関わらず一定である。図-25はピークダイレクション角とせん断破壊面積比の関係を表したものであり、上記の関係が成り立つとすれば、測定値は表面形状ごとに、一本の線上に分布することが予想される。しかし、特に形状A・Bについては、明らかに材料強度の違いによっても異なった直線関係を示しており、同一のピークダイレクション角であっても硬質供試体は軟質供試体と比べせん断破壊面積がやや小さくなっている。このことは、軟質供試体が硬質供試体に比べ、かみ合わせが良好であったことを示唆している。

各供試体のかみ合わせの良否は、多少の差はあれども、硬質・軟質供試体とも基本的には同程度とみられるため、軟質供試体は垂直応力の載荷時にその軟らかさのため変形し、結果、かみ合わせが良好となり、大きなせん断強度を示したものと推測した。一方、硬質供試体は、その強度のため、供試体があまり変形せずにかみ合わせの悪いまません断が生じ、少数のアスペリティに応力が集中した結果、せん断強度は小さくなり、あるものは平滑面をも下回る強度になったと推測した。

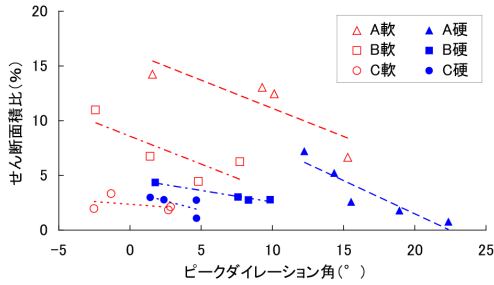


図-25 ピークダイレクション角とせん断面積比の関係

4.6 実測値とSaebの強度式計算値との比較

本試験によって得られたパラメータをSaebの強度式①に代入し検証を試みた。結果を図-26に示す。計算値と実測値は概ねよく一致するが、実測値は全般的に硬質供試体の計算値よりもやや低いせん断強度を示す一方、軟質供試体はやや高いせん断強度を示している。これは、かみ合わせの悪い供試体を用いた本試験において、軟質供試体はせん断時の変形によりかみ合わせが改善し、高い強度となったのに対し、硬質供試体は変形が小さく、かみ合わせがあまり改善されずに低い強度となったためと考えられる。この要因としてSaebの強度式は完全にかみ合った不連続面を想定したものであり、せん断面に均等に力が働くことを仮定としている。しかし、かみ合わせの悪い場合には、せん断面の接触面積の減少に伴い垂直応力が増加することが予想される。これは、Saebの強度式は完全にかみ合った不連続面を想定したものであり、せん断面に均等に力が働くことを仮定しているため、かみ合わせの悪い場合には、せん断面の接触面積の減少に伴い垂直応力が増加したことによると考えられる。そこで、次節では、せん断面積に対する垂直荷重を考慮したSaebの改良強度式②を用いて計算した。

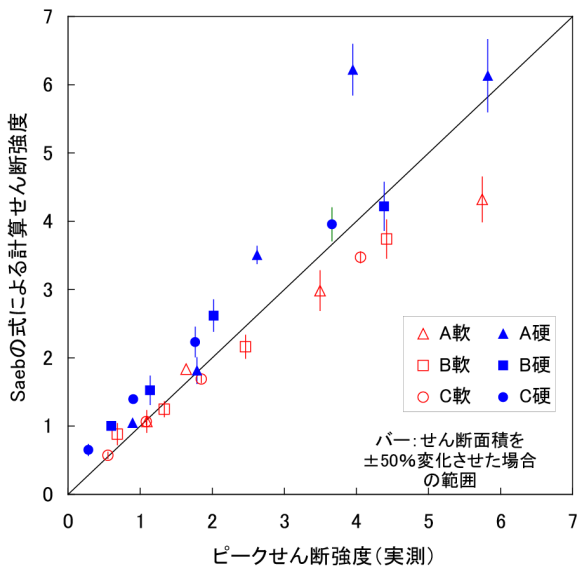


図-26 実測値と計算値の関係

4.7 実際の岩盤を用いた弱層のせん断試験結果と解析

図-27に東北地方のダムサイト周辺から採取した自然岩盤の $\sigma - \tau$ 曲線を示す。垂直応力が0.40から4.0の間に、せん断強度は0.23~3.2MPaまで変化する。せん断応力は垂直応力に対して比例関係にある。最小二乗法で計算した近似式から、 $\tau_0=0.24\text{MPa}$ 、 $\phi=36^\circ$ となった。

なお、このうち、試料のかみ合わせについては、下不連続面が密着するものを「良好」、一部密着するものを「不良」、密着しないものを「極めて不良」と区分したが、かみ合わせの良い試料のせん断強度は相対的に大きく、逆にかみ合わせの悪いものはせん断応力が小さい傾向にあった。

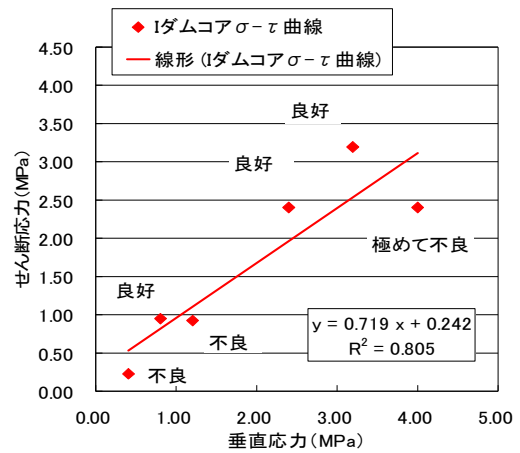


図-27 $\sigma - \tau$ 曲線 (I ダムコア) かみ合わせの

さらにこれらの実測値をSaebの改良強度式の計算値と比較した。その結果を図-28に示す。実測したピークせん断強度とSaeb式による計算せん断強度は、ほぼ同じ値を示し、多少かみ合わせが悪くても満足する結果となった。前節の結果と比較すると、Saebの改良強度式はSaebの強度式に比べて改良されていることが分かる。

今後、適用事例を増やしさらなる改良強度式の検証が必要である。

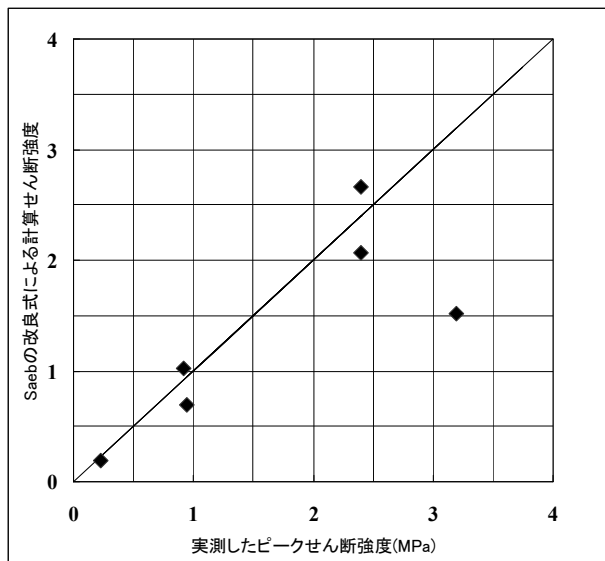


図-28 実測値と計算値の関係

5. 充填物を含む弱層のせん断試験結果と解析

5.1 せん断強度の比較

5.1.1 平滑面におけるせん断強度

Saebの式では、平滑で、せん断破壊面積比 $A_s=0$ となる場合には、そのせん断強度は平滑面の表面摩擦強度となる。図-29に形状F(平滑面)のせん断強度を示す。充填物を含まない形状のせん断強度は0、内部摩擦角は 37° を示す。一方、充填物であるカオリン粘土は $c=0.004\text{MPa}$ 、 $\phi=12^\circ$ を示す。カオリン粘土の τ_0 は 0.004MPa であるが、これはほぼ0であるとみなすことができる。一方、カオリン粘土を挟んだ形状Fのせん断強度は、垂直応力 $0.50\sim 4.0\text{MPa}$ の間に $0.13\sim 0.86\text{MPa}$ まで変化した。それは図-29に示すように、それらの値はカオリン粘土のせん断強度と一致した。すなわち、充填物を含む場合には、充填物であるカオリン粘土の粘着力とほぼ同じとなったことが分かる。不連続面に充填物が挟まれている場合、母岩のもつ表面摩擦抵抗は充填物の摩擦角に置き換えられ、Saebの改良強度式が成り立たないことを示唆している。

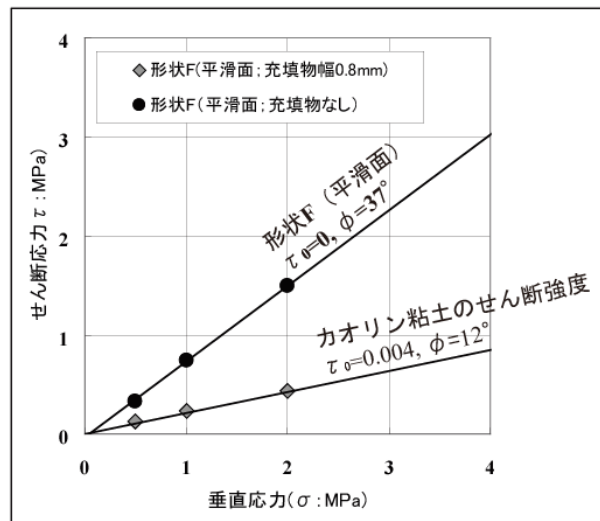


図-29 平滑面におけるせん断強度

5.1.2 形状Dにおけるせん断強度

形状Dにおける充填物がない場合と充填物がある場合におけるせん断試験結果を図-30に示す。形状Dの充填物を含まない場合には、垂直応力 σ が $0.50\sim 4.0\text{MPa}$ の間に、せん断強度 τ は $0.83\sim 4.6\text{MPa}$ まで変化した。一方、カオリン粘土を含む壁面のせん断強度は、 σ が $0.11\sim 4.0\text{MPa}$ までの間に、 τ は $0.13\sim 2.2\text{MPa}$ まで変化した。充填物がある場合のせん断強度は、充填物がない場合のせん断強度と比較して、半分以下程度を示した⁷⁾。 σ と τ との関係は、充填物を含まないもののように、線形関係ではなく、 σ が $0\sim 1\text{MPa}$ の範囲では非線形となる。 τ は、 σ が増大されるにつれて、次第に傾斜が緩やかになり、その ϕ は充填物なしの ϕ からカオリン粘土の ϕ へと近づくようにも見える。また、しかし、図-29のように平滑面の場合とは異なり、カオリン粘土のせん断強度よりも大きいせん断強度を示す。このことから、せん断時の表面摩擦抵抗は、粘土の摩擦抵抗だけではなく、壁面のかみ合いも効いているものと予想される。

また、充填物は $0.7\text{mm}\sim 1.8\text{mm}$ まで含むが、その範囲では幅によりせん断強度に差異は少ない。

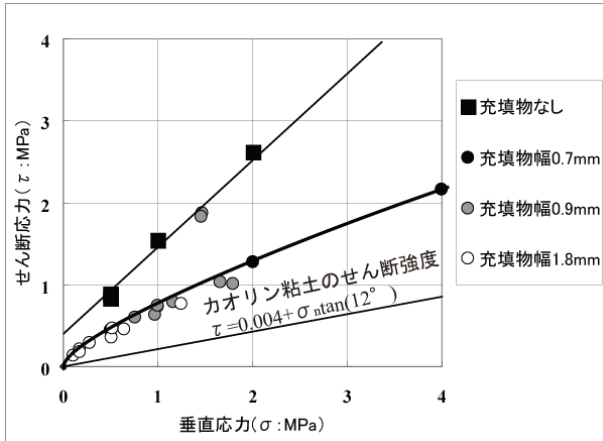


図-30 せん断試験結果 (形状D)

5.1.3 形状Eにおけるせん断強度

形状Eにおける充填物がない場合と充填物がある場合におけるせん断試験結果を図-31に示す。形状Eの充填物を含まない場合にはσが0.50~4.0MPaの間で、τは0.77~4.5MPaまで変化した。それに対して、充填物は0.8mm~1.9mmまで含むが、せん断強度は垂直応力その範囲では充填物の幅によって大きな差はなく、σが0.25~4.0MPaの間で、τは0.21~2.0MPaまで変化した、半分以下の値を示した。形状Dの場合と同様の傾向を示した。

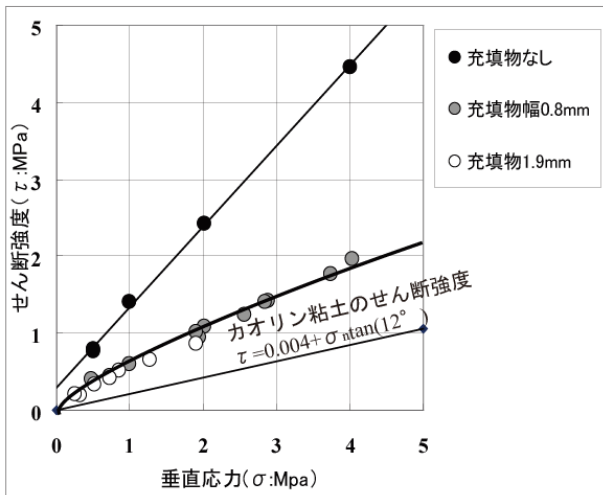


図-31 せん断試験結果 (形状E)

5.2 せん断破壊箇所の面積

せん断試験前後の供試体の形状を計測し、せん断破壊箇所の面積を求めた。算出は試験前後の形状計測測定データの差分値をベースとし、さらに目視による供試体の観察結果を参考にして供試体ごとの判定閾値を設定し、GISソフトを用いて破壊箇所およびせん断破壊面積を求めた。図-32に形状D、Eにおける供試体の表面のせん断面積の割合を示すせん断面積比を示す。せん断面積比に

バラツキはあるものの、垂直応力の増加に応じて、増加する傾向を示した。充填物がある場合のせん断面積比は、充填物がない場合のせん断面積比を超えるケースが見られた。これは、充填物がせん断に伴い不連続面内を移動することにより、局部的に垂直応力が集中し、相対的にせん断面積が増大したと考えられる (図-33)。

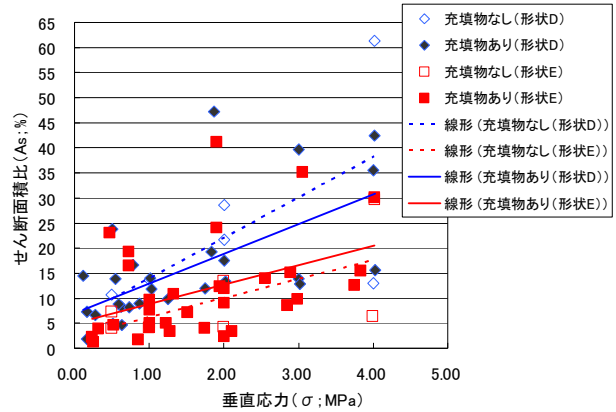


図-32 せん断面積比と垂直応力との関係

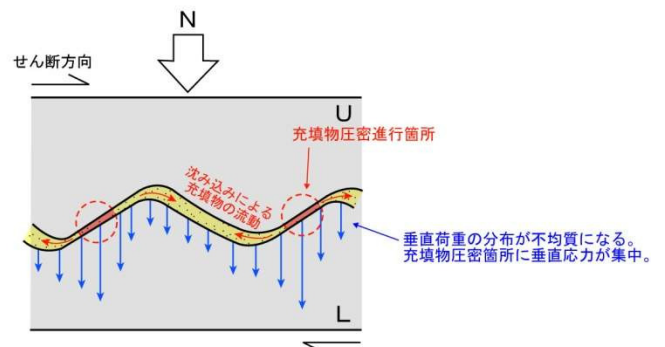


図-33 せん断に伴う充填物の移動と垂直応力の集中

5.3 ダイレクシー特性

図-34に形状A、Bにおけるピークダイレクション角を示す。垂直応力の増加に伴い、せん断面積比の増加とダイレクションの減少が見られた。また、同じ垂直応力では、概ね充填物のある場合のピークダイレクション角は、充填物がない場合のピークダイレクション角と比較して、低い値を示した。これは、充填物を含んだ場合は、せん断時の浮上りの抵抗 (ダイレクション) よりも充填物のせん断強度が弱いからだと考えられる。

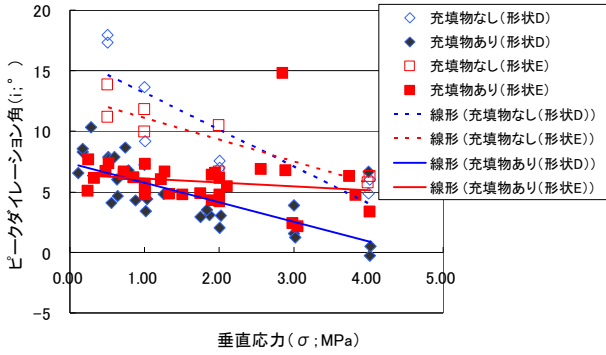


図-34 ピークダイレーション角と垂直応力との関係

5.4 せん断強度式の拡張性の検討

本試験によって得られたパラメータをSaebの改良強度式②へ代入し、拡張性を検討した。実測値とSaebの強度式によるせん断強度の関係を図-35に示す。充填物がない場合のせん断強度においては、先に述べたように実測値と強度式によって求めた値が概ね一致したが、充填物がある場合の弱層のせん断強度は、Saebの改良強度式に代入すると、予測値が実測値よりも大きな強度を示す。よって、このままでは充填物のある場合の弱層のせん断強度予測に適用できないと考えられる。そこで、次節では充填物のせん断強度や内部摩擦角を考慮した強度式について検討した。

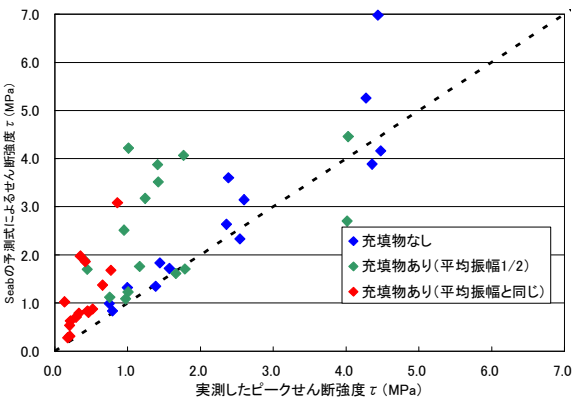


図-35 Saebの改良式による予測値と実測値

5.5 充填物を含む弱層のせん断挙動

先に述べたように、充填物のある場合のせん断強度は立ち上がりではφが大きく、充填物を含まないものと同様であるが、σが増大するにつれ、そのφは小さくなり、カオリン粘土のものに近づく。0~1MPaの間では、せん断強度は、壁面のかみ合わせが効いているが、その後は充填物がモルタル表面の粗い部分の隙間を埋めることで壁面が滑らかとなり、せん断強度を低下させると考えられ

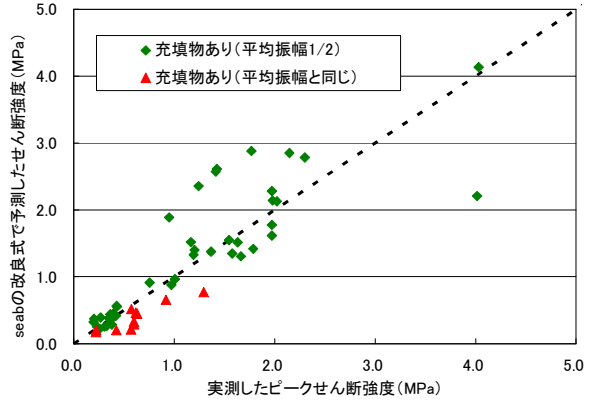


図-37 Saebの改良強度式の子測値と実測値

る。

そこで、垂直応力と実測のせん断強度/Saebの強度式によるせん断強度の相関関係を整理した(図-36)。垂直応力の増加に伴い、実測のせん断強度/Saebの強度式によるせん断強度の値が減少する傾向が見られた。Saebのせん断強度式を用いて、充填物がある場合のせん断強度を推定する場合は、垂直応力に応じた項を付加する必要があることがわかった。

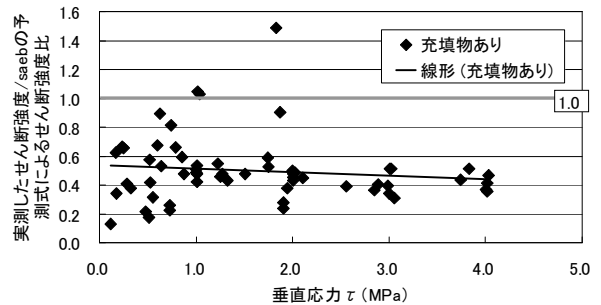


図-36 垂直応力と実測したせん断強度/Saebの強度式によるせん断強度の関係

以上の実験結果から、不連続面に充填物が挟まれている場合、Saebの強度式で与えられるφ_u:平滑面の内部摩擦角は、充填物の摩擦角に置き換えられる。また、充填物自体のせん断強度も垂直応力により強度が変わることから、②式に充填物についても垂直応力に応じた項を付加し下記の式を導き出した。

$$\tau_p = \sigma_n \tan(\phi + i)(1 - A_s) + A_s \cdot S_r + (\sigma_n \tan \phi + c)(1 - A_s) \cdot \cdot \cdot \textcircled{3}$$

τ_p : ピークせん断強度、σ_n : 垂直応力、φ_u : 平滑面の摩擦角、i : ピークダイレーション角、S_r : 堅岩部のせん断強度、φ_f : 充填物の摩擦角、A_s : ピーク時の全せん断面に対する堅岩部のせん断面積の比、c : 充填物のせん断強度

5.6 Saeb の改良強度式の適用

Saeb の改良強度式から算出されるせん断強度と、一面せん断試験からのせん断強度とを比較し、③式の適用性を検証した。

図-37 に③式を用いて計算したせん断強度と試験のせん断強度の実測値の関係を示す。計算値は、 σ が 1.0MPa 以下の範囲で大幅に改善し、試験のせん断強度の実測値と高い相関関係を示した。ただし、 σ が増大するにつれて、改良強度式の計算値は、垂直荷重が高い場合のせん断強度は強度式の結果のバラツキが大きいことなどから今後も改善の余地がある。

6. 弱層の地質調査とせん断強度評価の手引き (案)

これまでの成果をとりまとめ、「弱層の地質調査とせん断強度評価の手引き (案)」として素案をまとめた。図-38 に地質調査のフロー図を、図-39 に手引きの目次を示す。これにより、今後、ダム基礎に分布する弱層を系統的に調査しせん断強度を適切に評価することが可能になると期待される。

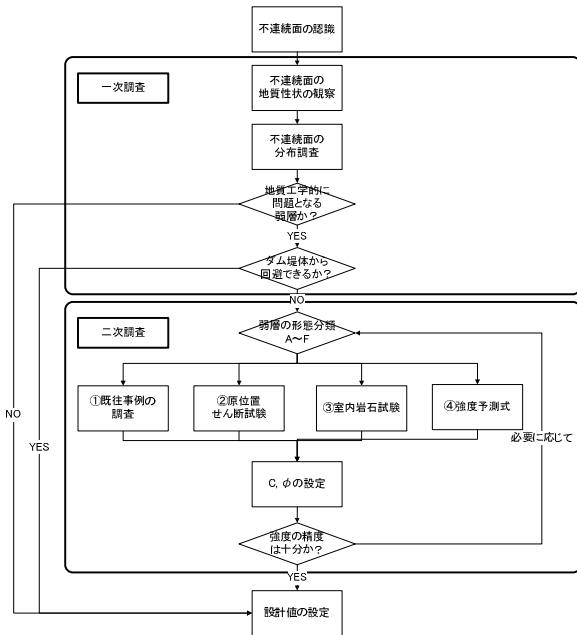


図-38 弱層調査のフロー図

弱層の地質調査とせん断強度評価の手引き (案)

目次

1. 基本事項
 1. 1 目的
 1. 2 用語の定義
 1. 3 適用範囲
 1. 4 弱層の対応の基本的考え方
2. 実施手順
3. 地質調査
 3. 1 一次調査
 3. 1. 1 一次調査の目的と構成
 3. 1. 2 弱層の抽出
 3. 1. 3 地質性状の観察
 3. 1. 4 弱層の強度調査
 3. 1. 5 連続性の調査
 3. 1. 6 地質工学的評価
 3. 2 二次調査
 3. 2. 1 二次調査の目的と構成
 3. 2. 2 弱層の形態分類
 3. 2. 3 弱層の強度試験
 3. 2. 4 既往の事例による方法
 3. 2. 5 原位置せん断試験による方法
 3. 2. 6 室内岩石試験による方法
 3. 2. 7 簡易試験により評価する方法
 3. 2. 8 強度評価式により推定する方法
4. 弱層の強度評価
5. 成果品

図-39 「弱層の地質調査とせん断強度評価の手引き (案)」の目次

7. まとめ

本研究の成果は、以下のようにまとめられる。

- ・ 弱層の成因や性状から、強度要素を抽出し、弱層の形態分類を作成した。
- ・ 弱層の地質調査手法を「弱層の地質調査およびせん断強度評価の手引き」として素案をまとめた。
- ・ 弱層のかみ合わせ強度を評価する手法として、せん断強度式を提案し、開口亀裂や粘土等の充填物を含む弱層へも適用可能であることを示した。

今後は、これらを弱層で問題となっているダムサイトへ適用し、検証することが必要である。

参考文献

- 1) 佐々木靖人・寶谷 周・矢島良紀：ダム基礎の弱層分類と強度評価手法—ダムの事例調査から—，ダム技術，no.256, pp.35-48, 2008年1月.
- 2) 森 良樹・脇坂安彦・佐々木靖人・阿南修司：原位置岩盤せ

せん断試験によるダム基礎の岩盤分類の定量的な評価の試み,
ダム工学, vol.17, no.3, pp.202-215, 2007年9月.

- 3) Barton, N.: Review of a new shear strength criterion for rock joints, *Engineering Geology*, Vol.7, pp.287-332, 1973.
- 4) 楠見晴重・酒井 崇・中村均史: 岩盤不連続面の噛み合わせの定量的評価とそのせん断強度式への適用性, 第29回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集, 土木学会, pp.131-135, 1999年9月.
- 5) Saeb, S.: A variance on the Ladanyi and Archambault's shear strength criterion, *Rock Joints*, Barton & Stephansson (eds),

Balkema, pp.701-705, 1990.

- 6) 寶谷 周・矢島良紀・佐々木靖人: 岩盤不連続面モデルを用いた一面せん断試験(1), 平成19年度研究発表会講演論文集, 日本応用地質学会, pp.225-226, 2007年11月.
- 7) 矢島良紀・寶谷 周・佐々木靖人: 岩盤不連続面モデルを用いた一面せん断試験(2), 日本応用地質学会平成19年度研究発表会講演論文集, pp.227-228, 2007年11月.
- 8) 吉田直人・倉橋稔幸・佐々木靖人: 充填物を含む弱層のせん断強度強度式に関する考察, 平成21年度研究発表会講演論文集, 日本応用地質学会, pp.25-26., 2009年10月.

DEVELOPMENT OF SHEAR STRENGTH EVALUATION METHOD FOR A WEAK LAYER OF DAM FOUNDATIONS

Budget : Grants for operating expenses

General account

Research Period : FY2006-2009

Research Team : Material and Geotechnical Engineering

Research Group (Geology)

Author : YASUHIITO Sasaki

TOSHIYUKI Kurahashi

NAOTO Yoshida

Abstract : This paper describes shear strength evaluation method of weak layer for dam foundations. We reexamined Saeb's model (Saeb, 1990), and proposed new criterion of peak shear strength evaluation method. The strength behavior predicted by the proposed model is compared with results of some box shear tests in order to simulate the behavior of a jointed rock mass in laboratory scale.

Key words: weak layer, rock joint, direct shear test, shear strength, dam foundation