

### 3.5 フィルダムの設計・耐震性能照査の合理化・高度化に関する研究

研究予算：運営費交付金（一般勘定）

研究期間：平 23～平 27

担当チーム：水工研究グループ（水工構造物）

研究担当者：榎村康史、藤田将司

#### 【要旨】

近年、ロックフィルダムの建設において、設計施工の合理化やコスト縮減が強く求められている。本研究では、ロックフィルダムの断面設計法の合理化のため、拘束圧依存性を考慮したロック材料の強度評価と材料安全率の設定および修正震度法に用いる震力係数の設定について検討を行う。また、ロックフィルダムの耐震性能照査技術の高度化・信頼性向上を図るために、堤体物性（密度、強度等）のばらつきが地震時変形（すべりを伴わない揺すり込み沈下）に与える影響を評価する方法についても検討する。さらに、継続時間の長い地震動に対するフィルダムの耐震性能照査法について検討する。

平成 27 年度は、堤体内の物性のばらつきが地震時変形に与える影響の検討および巨大海溝型地震に対するフィルダムの耐震性能照査方法の検討として、地震時の繰返し荷重による強度低下と地震動の継続時間によるすべり変形量への影響を検討した。本検討では、まずフィルダムの築堤材料を用いて室内試験を実施し、コア材およびロック材の締固め度の違いによる繰返し強度低下の影響を比較した。次に、試験結果により設定した締固め度別の強度低下曲線を用いて繰返しによる強度低下を考慮したニューマーク D 法と従来法であるニューマーク法を用いて、アースダムモデルおよびロックフィルダムモデルにおける両者のすべり変形量へ与える影響を検討し、併せて入力地震動の継続時間による影響も検討した。

キーワード：フィルダム、設計、耐震性能照査

#### 1. はじめに

近年、逼迫した国家財政事情から社会資本整備予算の縮減が要請されており、ロックフィルダムの設計および施工においても更なる合理化が求められている。現行のダムの断面設計は河川管理施設等構造令<sup>1)</sup>（以下、「構造令」という）に基づき実施されており、特に耐震設計は震度法に基づいている。構造令に基づき設計されたダムは、これまで東北地方太平洋沖地震や兵庫県南部地震をはじめとする大地震を経験しても、直ちにその安全性を脅かすような被害は生じていない<sup>2)4)</sup>。このことから、震度法は一定の信頼性を有した耐震設計法であると認識されている。しかし、震度法におけるロックフィルダムの主材料であるロック材料の設計強度は、その三軸圧縮試験結果をモール・クーロンの破壊基準により整理したうえで粘着力を無視して内部摩擦角のみを用いて設定されており、また地震力は一様の設計震度を用いて計算される堤体慣性力として与えられている<sup>1)</sup>。このように震度法は実物性、実挙動を必ずしも忠実に反映していない面があり、この設計方法を基本として適切な設計合理化が図りづらい状況にある。一方、将来のより実際に近い地震荷重、

強度を採用した設計法を視野に入れ、耐震性の照査法として、1991 年 6 月に「フィルダムの耐震設計指針(案)」(以下、「指針(案)」という)が策定されている<sup>5)</sup>。この指針(案)では、堤高 100m 以下のロックフィルダムの耐震性能照査においては、地震時の堤体の応答を考慮するため、高さ方向の地震力分布を変化させる震力係数が導入された修正震度法と、ロック材料のせん断強度について拘束圧依存性を考慮した評価方法を組み合わせた方法が提案されている。

しかし、震力係数については、指針(案)の策定後も加速度の大きい地震動記録が多数観測されており、これらを考慮したうえで地震時の応答を適切に設定したものに直視が必要がある。また、指針(案)は照査法であることから解析に用いるロック材料の強度には試験強度をそのまま用いているが、設計法として用いるためには適切な材料安全率を定めて設計強度を設定する必要があると考える。本研究では、上記の課題を踏まえたうえで、ロックフィルダムの合理的な設計法(以下、「新設計法」という)を提案するための検討を実施する。

また、本研究においては、新設計法における材料安

全率の設定に関する検討にあたって、信頼性設計の概念の導入を試みた。信頼性設計とは確率論的手法に基づくもので、構造物の耐用期間における終局限界状態と使用限界状態に相当する破壊モードを設定し、それらの破壊モードの発生頻度を設定した範囲に抑えるという思想に基づく設計法である<sup>6)</sup>。近年、欧州では限界状態の不確実性に対して確率統計を用いて安全性を評価する手法として信頼性設計が用いられるようになってきている。このような国際的な流れに対応するよう国内の土木分野においても各種の構造物において信頼性設計の適用のための検討がなされており、一部の構造物においては設計基準自体が信頼性設計に基づくものに移行している。本研究における検討も、このような設計基準の整備における最近の動向に対応したものである。

また、フィルダムの耐震性能照査に目を移すと、近年の大規模地震の頻発および地震観測体制の整備・充実に伴い、ダムサイトにおいて兵庫県南部地震を上回る地震動も観測されており、大規模地震に対するダムの安全性の社会的関心の高まりから、国土交通省は、大規模地震に対する耐震性能の照査方法を体系的に示した「大規模地震に対するダム耐震性能照査指針(案)」<sup>7)</sup>(以下、照査指針(案)という)を2005年3月に策定し、直轄ダム等において試行している。

照査指針(案)によるフィルダムの耐震性能照査において、フィルダムの堤体材料である粗粒材料や土質材料は、ひずみによる非線形性を有するため地震応答解析を実施することで地震時の堤体挙動を評価している。この地震応答解析では、繰返し三軸試験結果により算定するフィルダム堤体材料の動的変形特性が必要であるが、既設の古いダムなどでは、繰返し三軸試験を実施していないダムも多く見られる。今後、数多くのフィルダムの耐震性能照査を実施するにあたり、各種の試験や解析に多大な時間と労力を要することが懸念される。そのため、詳細な検討が必要なダムを効率良く抽出するための簡易耐震性能照査方法が求められている。

さらに、近年のフィルダムの地震被害例<sup>8)</sup>の中で、すべりを伴わない堤体の沈下が比較的多くなっており、揺すり込み沈下に対する検討の必要性が高まっている。揺すり込み沈下の解析方法の一つとして累積損傷解析が挙げられる。これは、地震時において発生する繰返し応力による強度低下を考慮し、沈下量を算定する方法であり、既往の研究において動的強度特性や再現解析などが報告されている<sup>9),10),11)</sup>。フィルダムの施工に

おいては、堤体材料を重機等により、ある層厚で締固めを行いながら盛立てを実施する。締固め後の堤体材料の密度分布については、施工条件や自然材料を用いることなどによりばらつきが生じると考えられる。そのため、堤体の動的強度のばらつきが地震時沈下量に及ぼす影響を検討した上で、フィルダムの耐震性能照査手法に反映させる必要がある。

過年度の研究成果をまとめると以下の通りである。

平成23年度は、①近年のダムサイトにおける地震動記録を用いて堤高に加えて下流側の震力係数および上下流勾配の影響も考慮した震力係数の検討を行った。②材料安全率を信頼性設計に基づき設定するための基礎的検討として、ロックフィルダムの震度法に基づいて設計された堤体断面(以後、「震度法設計断面」という)に対して、ロック材料のせん断強度のばらつきを考慮したモンテカルロシミュレーション(以下、「MCS」という)を実施し、性能関数の基本統計量の比較・分析を行い、せん断強度と地震力の評価方法や堤高等の解析条件がすべり安定性評価に与える影響を検討した。さらに検討結果に基づき信頼性設計に基づく材料安全率の設定方法についての基本的な考え方を示した。

以下に、その結果をまとめる。

- (1) ロックフィルダムにおける上流側すべりと下流側すべりの違いによる震力係数への影響はほとんどない。また、通常考えられるロックフィルダムの上下流面勾配の範囲においては、斜面勾配の違いによる震力係数への影響もほとんどない。
- (2) (1)より本研究で得られた堤高と震力係数との関係式を用いることにより、下流側すべりや異なる斜面勾配にも適用可能である。
- (3) MCSを実施する際のロック材の強度評価法を震度法(c-φ法, c=0)からAb法にすると、同一断面における安全性指標が大幅に低下する。これは震度法による強度評価では粘着力を無視しているため強度の変動が小さく設定されるが、Ab法による強度評価では強度の変動が相対的に大きく設定されることに起因する。
- (4) 今回の条件においては、地震荷重の評価方法により破壊確率が1~2オーダー程度変化した。
- (5) 新設計法においては、ダム毎に担保される安全性指標・破壊確率に大きなばらつきが生じないことが望ましく、このような観点から材料安全率等の設定方法について検討する必要がある。

平成 24 年度は、①材料安全率を信頼性設計に基づき設定するために、ロックフィルダムの震度法に基づいて設計された堤体断面に対して、ロック材料のせん断強度のばらつきを考慮したモンテカルロシミュレーションを実施し、せん断強度や地震力の評価方法や堤高等の解析条件がすべり安定性評価に与える影響を検討した。さらに検討結果に基づき、信頼性設計に基づくロック材料の材料安全率の値を提案した。②ロックフィルダムの合理的設計法および簡易な耐震性能照査法に関する検討として、前年度までに提案した震力係数について、東北地方太平洋沖地震においてダムサイトで観測された地震動記録を用いて引き続き震力係数の検討を行い、前年度までに検討した内容とあわせて、100m 以上のロックフィルダムにも適用可能な震力係数を提案した。③既往の大規模地震、特に東北地方太平洋沖地震では、フィルダムの天端に亀裂が発生した事例が多かった。フィルダム天端に発生する亀裂が深い場合には、安全性や修復可能性に影響を及ぼす可能性があるため、地震時にフィルダム天端に発生する亀裂を解析により再現するための基礎物性として、コア材料の直接引張試験を実施した。④大規模地震により、フィルダム堤体と関連構造物等の境界部において変状が発生する可能性が考えられる。そのため、フィルダム堤体と関連構造物等の境界部における地震時の被害形態を把握するための基本的な検討として、既往の地震時にフィルダム堤体と関連構造物等の境界部に発生した被災事例の文献調査を行った。

#### ①の研究成果

- (1) 既設ダムに使用された 30 種類のロック材料における強度定数  $c, \phi$  の試験値と設計値の関係から、粘着力  $c$  を無視することと内部摩擦角の余裕  $\Delta\phi$  を見込むことによる材料安全率を算出した。この結果、分析対象としたロック材料の材料安全率  $\gamma_{ms}$  の分布範囲は、土柱深さ 40m の深い円弧に対して 1.04~1.50 程度、土柱深さ 10m の浅いすべりに対して 1.18~3.20 程度となった。
- (2) ロックフィルダムのより合理的な設計法として、修正震度法に基づくすべり安全性の照査式に部分安全係数法を適用し、各種安全係数の推奨値についての検討を行った。この結果、密度に関する荷重係数は  $\gamma_m=1.00$ 、堤体震力係数に関する荷重係数は  $\gamma_R=1.00$ 、材料係数については  $\gamma_m=1.00$ 、構造物係数  $\gamma_l$  と構造解析係数  $\gamma_a$  の積で表されるすべり安全率は  $Sf=\gamma_l \cdot \gamma_a=1.055$  を推奨値とすることで、

新設計法の基本構成を提案した。

- (3) 部分係数の検討の過程において、震度法の設計断面に MCS による信頼性解析を実施した結果、本研究の解析条件では震度法設計断面は同一の内部摩擦角を採用した設計断面でも低拘束圧条件下の強度特性の違いによりすべり破壊に対する安全性指標  $\beta$  が 1.17~3.80 の範囲で大きく異なることを示した。
- (4) 他の重要構造物に関する信頼設計に基づく設計基準等を参考にロックフィルダムの許容破壊確率を  $1.0 \times 10^{-4} \sim 1.0 \times 10^{-5}$  の範囲と提案した。また、(2)に記述した新設計法におけるすべり安全率は上記の MCS の結果から直接計算される破壊確率が上記の範囲以下に入る設計断面が基準となるよう設定している。
- (5) 本稿で提案した新設計法の部分係数のうち、材料係数については、盛立材料の動的物性の更なる収集分析を行うことで堤体震力係数の推奨値を下方修正することが出来れば拘束圧依存性を考慮した関数として再設定できる可能性がある。
- (6) 提案した部分安全係数法に基づく新設計法を用いて断面設計を実施し、震度法設計断面との設計断面勾配の変化について比較分析を行った。この結果、許容破壊確率の基準とした強度定数付近では震度法と同等の設計断面となるが、強度定数が異なることで震度法設計断面と比べて大きく変化した。低拘束圧条件下の強度が大きい材料 ( $c > 50\text{kPa}$ ) では震度法設計断面よりも設計勾配が大幅に急なるため、提案した新設計法に基づく断面設計を行う場合には上下流面の最急勾配を定めるなどの制限が必要となる。

#### ②の研究成果

- (1) 東北地方太平洋沖地震においてダムサイトで観測された 7 地震動を含め、堤高の影響について基本的な堤体断面を対象とした震力係数  $k/k_F$  の検討を行ったが、既往の 48 地震動による検討結果と同等の値であった。したがって、表-3.1 で提案した震力係数と堤高の関係式について、東北地方太平洋沖地震の地震動を含めて提案可能な震力係数であると考えられる。

#### ③の研究成果

- (1) 既設ロックフィルダムのコア材料を用いて、直接引張試験を行った。その結果、試験後の供試

体にはほぼ直線の引張亀裂が発生し、引張応力には明瞭なピークが見られた。締固め度の大きい供試体の直接引張強度が大きくなる傾向があった。また、引張速度が大きいと引張強度も大きくなる傾向があったが、破壊時の変位と引張強度には明瞭な相関は見られなかった。今回の試料では、引張強度と一軸圧縮強度の比は0.1程度となり、既往の試験結果の範囲にあることが分かった。

- (2) 今後も他の材料などで試験を行いコア材料の引張強度を評価するとともに、地震時にフィルダム天端に発生するクラックの評価についての研究を進めていきたい。

#### ④の研究成果

- (1) 地震時において、中央コア型ロックフィルダムのフィル堤体と非常用洪水吐導流壁の境界部に変状が発生した事例が1、中心コンクリートコア型フィルダムのフィル堤体とコンクリートコアの境界部に変状が発生した事例が2つあった。いずれも、フィル堤体とコンクリートの剛性の差に起因する振動特性の差が原因と推定される。いずれのダムも決壊はしていない。
- (2) 地震時あるいは平常時において、フィルダム堤体と関連構造物等の境界部における被災事例の文献調査では、小規模なアースダムやため池の底樋周辺の浸透破壊が多かった。底樋周辺は締固め不足により浸透破壊に対して弱部になりやいと考えられ、また底樋の形状が四角形の場合には底樋上部隅角部周辺のフィル堤体に亀裂が発生する可能性も考えられる。底樋周辺部の変状を回避するためには、底樋の形状に配慮すること、塑性に富む材料を底樋周辺に使用し締固めを十分に行うこと、などの対策が考えられる。既設のため池で底樋が設置されている場合には、底樋周辺からの漏水探知直後に貯水位を下げることで漏水を止めることができた事例があることから、地震時あるいは豪雨時の底樋周辺からの漏水の監視が重要であると考えられる。
- (3) 前述のとおり、フィルダムにおいては、河川管理施設等構造令<sup>リ</sup>において、フィルダムの堤体には放流設備その他の水路構造物を設けてはならない、と規定されており、構造令により建設されたフィルダムにおいて、フィルダム堤体と関連構造物等の境界部で地震により大きな被害が発生し

たとの報告はなかった。地震時や豪雨時に、底樋が設置されている小規模なアースダムやため池の決壊事例が多いことから、フィルダム堤体に放流設備等を設置しないことは、そのような施設を発端とする被害を避けるためには重要であると考えられる。

- (4) 地震時あるいは平常時において、フィルダム堤体と関連構造物等の境界部における変状を防ぐためには、堤体と関連構造物等の境界部の設計、施工が重要であると考えられる。清水ら<sup>6)</sup>は、フィルダム築堤の際に、コンタクトクレイを使用した場合としなかった場合についてFEM解析を行い、最小主応力と水圧の比較から、浸透破壊の検討を行っている。その結果、コンタクトクレイを使用した解析ケースでは、最小主応力が水圧より大きくなり浸透破壊の可能性は低いと考えられるが、コンタクトクレイを使用しなかった解析ケースでは、最小主応力が水圧よりも小さくなる領域が大きくなり、浸透破壊が発生する危険性があると指摘している。
- (5) 今後も、フィルダム堤体と関連構造物等の境界部における地震時の被害形態についての検討を行う予定である。

平成25年度は、①動的解析にもとづく簡易耐震性能照査方法の検討およびすべり変形解析の基礎的な検討として、ニューマーク法による指定円弧と任意円弧によるフィルダムの地震時すべり変形量について検討を行い、指定円弧と任意円弧によるすべり変形量の差異について検討を行った。②地震動の継続時間の長さがすべり変形量に及ぼす影響を検討するため、継続時間の短い地震動と長い地震動を用いて、ニューマーク法によりすべり変形量の差異を検討した。③ロックフィルダムの合理的設計法および簡易な耐震性能照査法に関する検討として、前年度までに提案した震力係数を用いて修正震度法による安定解析を行い、指針(案)との安全率の差異について検討を行った。

#### ①の研究成果

- (1) Newmark法におけるフィルダムの地震時すべり変形量において、指定円弧と任意円弧がすべり変形量に及ぼす影響を検討した。指定円弧および任意円弧ともに、斜面表層の浅い円弧において最大すべり変形量が発生した。指定円弧よりも任意円弧の方が、より大きいすべり変形量

を示した。また、指定円弧と任意円弧によるすべり変形量は、任意円弧の方が上流側で約 1.7 倍、下流側で約 12 倍大きくなった。これは、指定円弧において斜面表層の中標高の飽和部を通る浅い円弧が設定されていなかったこと、最大応答加速度が堤体斜面の法尻付近で大きくなっていることによるものと考えられる。特に下流側では、その差が顕著であった。また、斜面表層の高標高部を通る円弧についても、指定円弧で算出された最大すべり変形量よりも大きいすべり変形量が任意円弧で算出された。

- (2) 今後は、斜面勾配、最大加速度、入力波形、物性値などの条件を変化させた解析を行い、指定円弧と任意円弧の最大すべり変形量の影響についてさらに検討を行う予定である。

#### ②の研究成果

- (1) 内陸型地震を想定した継続時間の短い波形 1（継続時間 25 秒）および海溝型地震を想定した継続時間の長い波形 2（継続時間 300 秒）によるすべり変形解析を実施し、継続時間による最大すべり変形量の影響について検討した。その結果、上流側では、箕面川波（波形 1）のすべり変形量に対し、七ヶ宿波（波形 2）では、2 倍程度大きくなった。ただし、下流側では、入力地震動が下流側のすべりに影響を与えると考えられる負の加速度が波形 2 で小さかったことにより、すべり変形量が小さくなる結果となった。
- (2) 今後は、すべり開始後のすべり変形量の増加に伴う強度低下（ひずみ軟化）を考慮したすべり変形解析を用いて、引き続き地震動の継続時間の長短によるすべり変形量の影響検討を行う予定である。

#### ③の研究成果

- (1) 本年度は、修正震度法にもとづく簡易耐震性能照査方法の検討として、既設 12 基のロックフィルダムを対象として、昨年度までに提案した震力係数と指針（案）による震力係数を用いた修正震度法による安定解析を行い、安全率の差異について検討を行った。その結果、提案した震力係数による安全率は、指針（案）と同程度か若干大きくなった。
- (2) 今後も検討ダムを増やして、フィルダムの簡易

耐震性能照査方法として、提案した震力係数の妥当性の検討を行う予定である。

平成 26 年度は、①動的解析にもとづく簡易耐震性能照査方法に関する検討として、照査指針（案）に基づき耐震性能照査を実施したロックフィルダムの物性値（初期せん断剛性、動的変形特性、せん断強度）の整理を行った。さらに、整理した物性値から代表値を設定し、その代表値を用いて、堤高 100m のモデルロックフィルダムにおいて、ロック材のせん断強度と入力地震動の最大加速度を変数としたすべり変形量をもとに耐震性能を簡易的に判定する方法を提案した。②堤体内の物性のばらつきが地震時変形に与える影響の検討として、コア材料の動的強度にばらつきを与えた累積損傷解析による地震時沈下量の検討を行った。

#### ①の研究成果

- (1) 初期せん断剛性は、各ダムにおいて採用されている材料の岩種が異なるため、ロック、フィルタ、コアのばらつきが大きいことがわかった。
- (2) 動的変形特性（H-D モデル）において、せん断ひずみに対するせん断剛性低下率  $G/G_0$  については、佐藤ら<sup>6)</sup>によって地震記録から定式化された曲線と概ね近い値となった。また、せん断ひずみに対する減衰率  $h/h_{max}$  については、最大減衰定数は、概ね 10~20% で分布している。
- (3) ロック材のせん断強度定数は、フィルダムの耐震設計指針（案）の発刊年前後で分布傾向が異なり、発刊後は、せん断強度定数 A の値が 0.7~1.0、b の値が 0.8~0.95 の範囲で分布している。
- (4) 平均的な物性値を用いて、ロック材のせん断強度と入力最大加速度の関係を算定し、耐震性能を簡易的に判定する方法を示した。

#### ②の研究成果

- (1) 締固め度が大きくなるほど、揺すり込み沈下による天端沈下量は小さくなる。
- (2) コア部の動的強度をばらつかせた場合の天端沈下量は、ばらつかせた動的強度の中で最も小さい動的強度を用いて算出した天端沈下量と、最も大きい動的強度を用いて算出した天端沈下量の間に位置する。
- (3) コア部の締固め度について、すべての層で均一な締固め条件を想定した場合よりも、平均は

同等でも層ごとに不均一な締固め条件を想定した場合には、揺すり込み沈下時に、より大きい沈下量が発生する可能性がある。

- (4) 地震動により堤体応答が異なるため、揺すり込み沈下において影響の大きい層は異なる。
- (5) 地震動の最大加速度が大きくなるほど、継続時間の長さによる沈下の影響が大きくなる可能性がある。

#### 参考文献

- 1) 河川管理施設等構造令研究会編集：解説・河川管理施設等構造令，(社)日本河川協会，pp.33～47，1978年3月。
- 2) 例えば 建設省土木研究所：土木研究所報 第196号，pp.321～339，1996年3月。
- 3) 例えば 国土交通省国土技術政策総合研究所，独立行政法人土木研究所，独立行政法人建築研究所：平成20年(2008年)岩手・宮城内陸地震被害調査報告，pp.90～137，2008年12月。
- 4) 例えば 国土交通省国土技術政策総合研究所，独立行政法人土木研究所：平成23年(2011年)東北地方太平洋沖地震土木施設災害調査速報，pp.342～366，2011年7月。
- 5) 建設省河川局開発課監修：フィルダムの耐震設計指針(案)，(財)国土開発技術研究センター編集，pp.5-10，pp.43-48，1991年6月。
- 6) 例えば 星谷勝，石井清：構造物の信頼性設計法，鹿島出版会，pp.1～9，1986年5月。
- 7) 国土交通省河川局治水課：大規模地震に対するダム耐震性能照査指針(案)，2005.3
- 8) 例えば，東日本旅客鉄道株式会社：信濃川発電所復旧工事技術専門委員会，委員会報告書，2006.5
- 9) 島本和仁，山口嘉一，佐藤弘行，安田成夫，佐野貴之：フィルダムの累積損傷解析に伴う変形予測手法，ダム技術，No.244，pp.15-31，2007
- 10) 佐藤弘行，山口嘉一：コア材料の締固め度と動的強度，ダム技術，No.252，pp.42-53，2007
- 11) 佐藤弘行，下山顕治，吉田諭司，山口嘉一：岩手・宮城内陸地震における胆沢ダムの沈下量の再現解析，ダム工学，24(1)，pp.4-16，2014

## 2. Newmark 法によるすべり変形量に基づく簡易耐震性能判定法の検討

### 2.1 平成 26 年度からの追加検討

平成 26 年度は、簡易耐震性能判定法の検討として、「大規模地震に対するダム耐震性能照査指針（案）」<sup>1)</sup>による耐震性能照査の試行に用いられている物性値の整理を行い、その整理結果から代表値を設定し、ニューマーク法によるすべり変形解析結果から、ロック材のせん断強度定数と入力地震動の最大加速度を変数とした最大すべり変形量の簡易判定法を提案した。

今年度は、耐震性能照査に用いられている物性値について、新たな資料が入手できたことから、せん断強度定数の再整理を行った。また、解析的検討としては、解析モデル、静的解析、地震応答解析は前年度と同じ条件を用いて、すべり変形解析について次に示す追加ケースと再設定した条件を加えて簡易判定法について再検討した。追加ケースとしては、前年度に 4 ケースで実施したせん断強度定数に 2 ケースを追加し、すべり変形解析の解析方法として、前年度のニューマーク法に加えて、渡辺・馬場法による解析結果を追加した。

### 2.2 せん断強度定数の追加整理

整理したダムの諸元と整理項目を表-2.1 に示す。平成 26 年の検討後に、新たな資料が入手できたことから、ロック材のせん断強度を追加整理した。追加したダムはダム O～AB である。

#### 2.2.1 整理結果

整理したダムは表-1 に示す 28 ダムである。これらのダムについて、せん断強度の応力単位を MPa として表した場合のロック材のせん断強度定数 A と b の関係を図-2.1 に黒丸で示す。強度定数の分布範囲をみると、A の値が 0.7～1.2、b の値が 0.65～1.0 で分布しており、強度定数 b の値が増加するほど A の値が減少する傾向にある。せん断強度の分布図について、図-2.2 に堤高別の区分図を、図-2.3 にロックゾーンを上流、下流で区分した図を示す。図-2.2 の堤高 80m 以上 120m 未満のダムを見ると、一部で A がおよそ 0.8 のダムも見られるが、A が 0.9～1.0 の範囲に b が 0.80～0.95 の範囲で多く分布していることがわかる。図-2.3 では、下流側ロックゾーンに採用された強度定数 b は、上流側ロックゾーンに採用されたせん断強度定数 b よりも大きい傾向にあることがわかる。

#### 2.2.2 解析に用いる代表値の設定

本検討に用いるロック材のせん断強度には、図-2.2 から堤高 80m 以上 120m 未満のダムで一部 A が 0.8 の

ダムも見られること、後述するすべり円弧の設定は上流側のみを対象とすること、すべり変形量が大きくなると想定されるせん断強度の小さい範囲を含めることなどを考慮し、図-2.1 および表-2.2 に示すせん断強度定数を 6 ケース設定した。フィルタ材のせん断強度は、簡便のためロック材で用いるせん断強度と同じ物性値を用いた。コア材のせん断強度には  $c\phi$  法を用いて、内部摩擦角はダム A～N の設計値の平均値 31°を、粘着力は 0 として設定した。

表-2.1 検討ダムの諸元と整理項目

ダム名	堤高 (m) <sup>*</sup>	竣工年 <sup>**</sup>	初期せん断剛性	動的変形特性	ロック材のせん断強度
A	66.0	2010	-	○	○
B	91.7	1990	-	○	○
C	91.6	-	○	○	○
D	75.0	2011	○	○	○
E	128.0	1968	○	○	○
F	153.0	1979	-	○	○
G	52.5	1981	○	○	○
H	113.5	-	○	○	○
I	132.0	2013	○	○	○
J	90.0	1991	○	○	○
K	86.5	1975	○	-	○
L	41.2	2009	○	-	○
M	78.5	2006	○	-	○
N	140.0	1996	○	○	-
O	66.0	1981	-	-	○
P	112.0	1990	-	-	○
Q	119.5	1993	-	-	○
R	66.5	2004	-	-	○
S	105.0	2006	-	-	○
T	89.9	2011	-	-	○
U	84.3	1984	-	-	○
V	40.0	1991	-	-	○
W	45.5	1980	-	-	○
X	32.0	1982	-	-	○
Y	35.0	1987	-	-	○
Z	37.0	1993	-	-	○
AA	86.5	-	-	-	○
AB	139.0	-	-	-	○

<sup>\*</sup> ダム型式が複合ダムの場合、フィル部の堤高を表す。

<sup>\*\*</sup> 建設中または計画中のダムは「-」と記した。

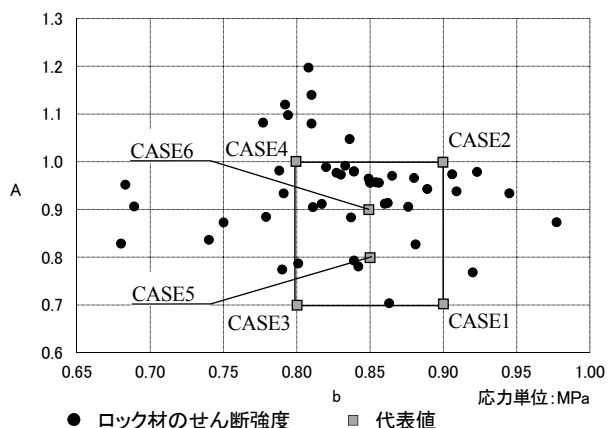


図-2.1 検討ダムのロック材のせん断強度

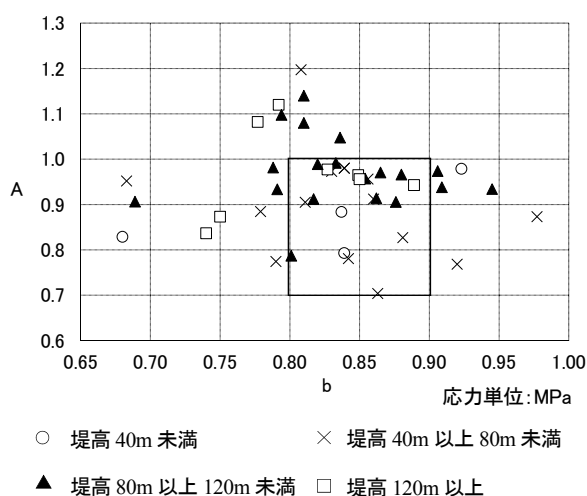


図-2.2 堤高により区分したロック材のせん断強度定数

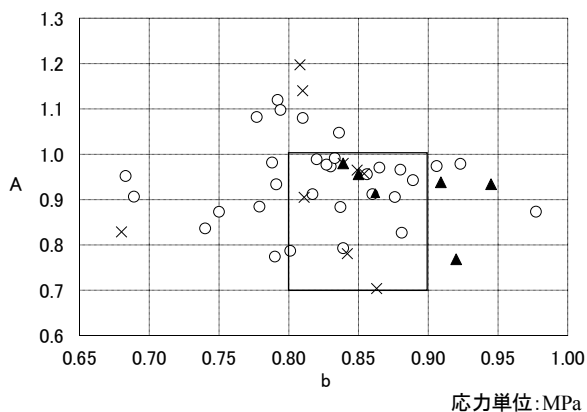


図-2.3 上下流に区分したロック材のせん断強度定数

表-2.2 解析に用いるロック材のせん断強度定数

ケース名	せん断強度定数	
	A(MPa)	b
CASE1	0.7	0.9
CASE2	1.0	0.9
CASE3	0.7	0.8
CASE4	1.0	0.8
CASE5	0.8	0.85
CASE6	0.9	0.85

### 2.3 解析モデルおよび解析条件

基本的に平成 26 年度に報告した条件を用いて検討を行った。詳細については、平成 26 年度の研究報告書を参考にされたい。

### 2.4 ニューマーク法と渡辺・馬場法による塑性変形解析

#### 2.4.1 すべり円弧の作成方法

すべり変形量はニューマーク法<sup>2)</sup>と渡辺-馬場法<sup>3)</sup>による塑性変形解析により算出した。解析に用いるせん断強度には、設定した代表値を用いた。想定すべり円弧は、既往の検討<sup>4)</sup>において上流側のすべり円弧は下流側のすべり円弧に比べてすべり変形量が多いことから上流側のすべり円弧を対象とした。すべり円弧の作成には、すべり変形量が最大となる円弧を半径と中心座標を変えながら探索する方法を用いた。具体的には、図-2.4 に示すように、格子範囲を設定し、その範囲で円弧の中心点となる格子分割を行った。次に 1 つの格子点 (円弧の中心点) において、図-2.5 のように堤体表面からの土被り厚が 5m となる基準円弧を設定し、堤敷の最深部を超えない半径となるまで円弧の半径を基準円弧から刻み幅 5m ずつ増加させて複数のすべり円弧を設定した。なお、円弧の半径を刻み幅ずつ増加させて作成した時の最大半径の円弧が、堤敷と接する最大半径と一致しない場合は、堤敷と接する最大半径を持つ円弧も追加した。設定した円弧の数は、上流側で 2826 個である。



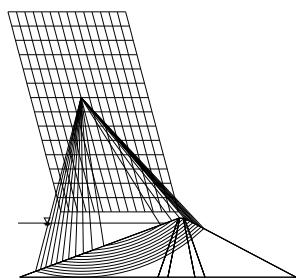


図-2.4 1つの格子点から設定した任意円弧による想定すべり円弧

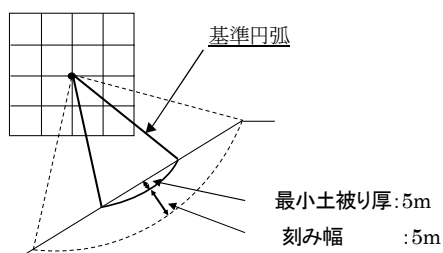


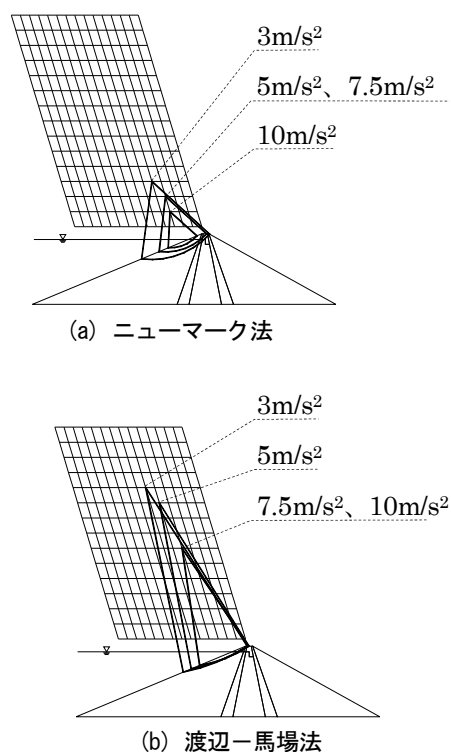
図-2.5 任意円弧の作成条件

## 2.5 最大すべり変形量の簡易推定法の検討

### 2.5.1 最大すべり変形量

入力最大加速度  $3, 5, 7.5, 10\text{m/s}^2$  とせん断強度定数  $A, b$  と最大すべり変形量の関係について、すべりによる塑性変形解析にニューマーク法を用いた結果を図-2.7に、渡辺一馬場法を用いた結果を図-2.8に示す。これにより、照査指針(案)に示す耐震安全性の確保に必要な最大すべり変形量  $1\text{m}$  以下を確保できる入力最大加速度とロック材のせん断強度を簡易的に推定した。今回は、加速度応答が周期  $0.5\sim 1.0$  秒付近で大きくなる箕面川波を用いて、固有周期が約  $0.56$  秒となる堤高  $100\text{m}$  モデルにより解析を実施したため応答が大きくなり、大きなすべり変形量が発生したと考えられる。図-2.7および図-2.8より、最大すべり変形量はロック材のせん断強度がどのケースにおいても、入力最大加速度の増加に伴い増加している。設定したロック材のせん断強度の中で、すべり変形量が最大となるケースはニューマーク法と渡辺一馬場法ともに入力最大加速度が  $10\text{m/s}^2$  の時の CASE1 であり、両方法の変形量の差はほとんどなかった。また、入力最大加速度が  $10\text{m/s}^2$  の場合では、CASE1、CASE2、CASE3、CASE5 の最大すべり変形量が  $1\text{m}$  以上となっており、CASE1 については入力最大加速度が  $7.5\text{m/s}^2$  の場合でも最大すべり変形量が  $1\text{m}$  を超えており、詳細な検討が必要と考えられる。検討ケースの中で入力最大加速度が最も小さい  $3\text{m/s}^2$  のケースでは、最大でも十数センチ程度の

すべり変形量であった。本検討で設定した物性値および解析条件においては、照査指針(案)に示す耐震安全性の確保に必要な最大すべり変形量  $1\text{m}$  について、入力最大加速度  $5\text{m/s}^2$  程度以下であれば確保できていると考えられる。図-2.6に、CASE1の各入力最大加速度において最大すべり変形が発生した円弧を示す。渡辺一馬場法による結果は、ロックゾーンのみを通る浅い円弧が支配的であり、ニューマーク法によるすべり円弧と比べて入力最大加速度に対する円弧位置や円弧深さの変化が小さい。これらは、ニューマーク法では応答加速度を、渡辺一馬場法では応力の釣合いを考慮していることが原因と考えられ、解析における留意点を踏まえて照査を実施する必要があると考える。耐震性能照査では、一般的にニューマーク法が用いられることが多いが、今回の結果のように、渡辺一馬場法がニューマーク法よりも最大すべり変形量が大きくなる場合もあることから、渡辺一馬場法を用いた検討も行うことは重要であるといえる。



\* 図中の数字は、解析に用いた上下流方向の入力最大加速度を表す。

図-2.6 最大すべり変形が発生した円弧の形状 (CASE1)

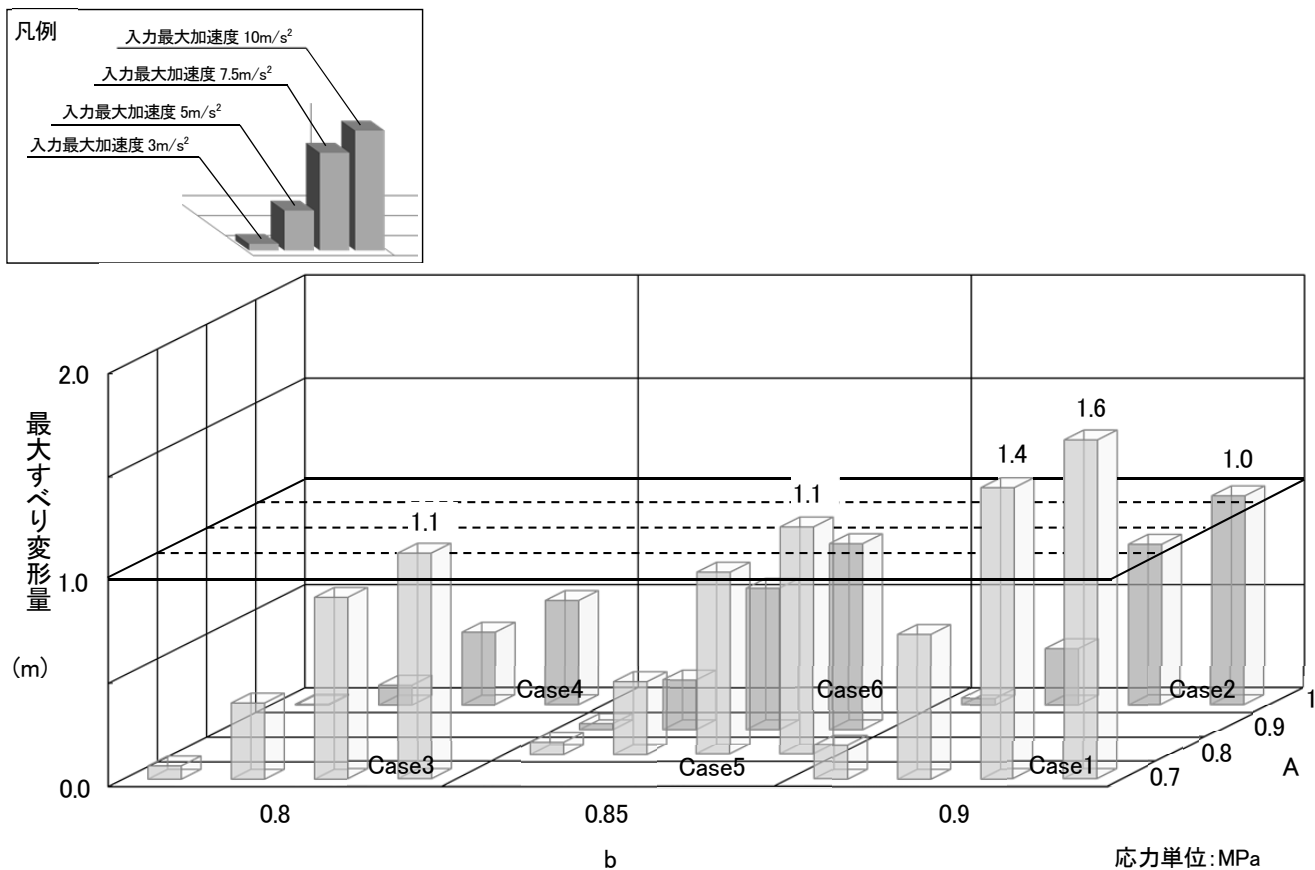


図-2.7 ニューマーク法を用いた最大すべり変形量の簡易評価

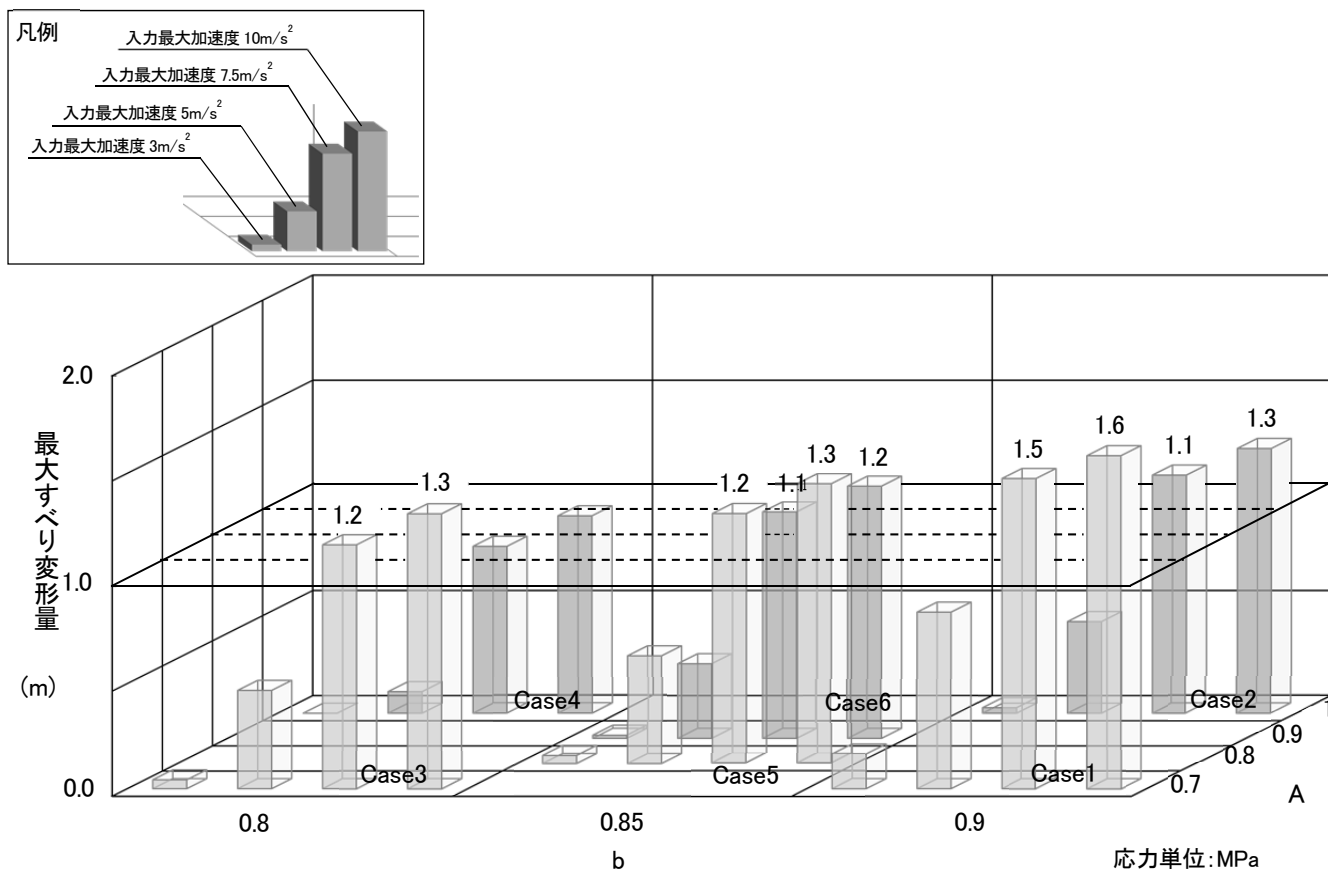


図-2.8 渡辺・馬場法を用いた最大すべり変形量の簡易評価

## 2.6 まとめ

平成 26 年度と今年度の研究成果をまとめると以下の通りとなる。

- ・初期せん断剛性は、各ダムにおいて採用されている材料の岩種等が異なるため、ばらつきが大きい。

- ・動的変形特性 (Hardin-Drnevich モデル) において、せん断ひずみに対するせん断剛性低下率  $G/G_0$  は、佐藤ら<sup>5)</sup>によって地震記録から定式化された曲線と概ね近い値となった。せん断ひずみに対する減衰率  $h$  については、最大減衰定数  $h_{max}$  は概ね 10~20% で分布している。

- ・ロック材のせん断強度定数は A の値が 0.7~1.2、b の値が 0.65~1.0 の範囲で分布しており、強度定数 b の値が増加するほど A の値が減少する傾向にある。

- ・渡辺一馬場法を用いた最大すべり変形量は、耐震性能照査で一般的に多く用いられているニューマーク法による最大すべり変形量よりも大きくなる場合があり、渡辺一馬場法を用いた検討も行うことは重要である。

- ・整理結果より解析に必要な物性値の代表値を設定し、入力最大加速度とロック材のせん断強度定数を変化させて最大すべり変形量を算出した。その結果をもとに、ロック材のせん断強度と入力最大加速度の関係から、地震時の最大すべり変形量の簡易的な推定を行った。本検討で設定した物性値、および解析条件では、照査指針 (案) に示されている耐震性能の確保に必要な最大すべり変形量 1m を入力最大加速度  $5\text{m/s}^2$  程度以下であれば確保できていると考えられる。

- ・本検討結果は、堤高 100m のモデルダムについての結果である。様々な堤高においても対応可能な指標とするためには、堤高と最大すべり変形量との関係や用いた代表値、入力地震動の大きさや位相特性などの検討を更に重ねる必要がある。その上で、提案した方法を活用すれば、室内試験結果から求められるロック材のせん断強度定数 A, b から、簡易的に地震時の最大すべり変形量を把握することが可能となる。

## 参考文献

- 1) 国土交通省河川局：大規模地震に対するダム耐震性能照査指針 (案)，2005.3
- 2) Newmark, N. M.: Effects of Earthquakes on Dams and Embankments, Geotechnique, Vol.15, No.2, pp.139-160, 1965
- 3) 渡辺啓行, 馬場恭平, 平田和太：フィルダムの動的解析に基づくすべり安定評価手法の一考察, 電力中央研究所報告, 研究報告 No.381020, 1981.12

- 4) 山口嘉一, 富田尚樹, 水原道法：ロックフィルダムの地震時すべり変形量の影響分析と簡易推定方法, 独立行政法人土木研究所報告, No.212, pp.1-31, 2009

- 5) 佐藤信光, 曾田英揮, 太田垣晃一郎：実測地震記録による既設ダム堤体の動的特性および物性値の推定と適用, ダム技術, No.321, 2013

### 3. フィルダム土質材料による繰返し強度低下を考慮したすべり変形量に関する検討

#### 3.1 概要

本検討では、堤体内の物性のばらつきが地震時変形に与える影響の検討および巨大海溝型地震に対するフィルダムの耐震性能照査方法の検討として、地震時の繰返し荷重による強度低下と地震動の継続時間によるすべり変形量への影響を検討した。本検討では、まずフィルダムの築堤材料を用いて室内試験を実施し、コア材およびロック材の締固め度の違いによる繰返し強度低下の影響を比較した。次に、試験結果により設定した締固め度別の強度低下曲線を用い、繰返し荷重による強度低下を考慮したニューマークD法と従来法であるニューマーク法を用いて、ロックフィルダムモデルおよびアースダムモデルにおける両者のすべり変形量へ与える影響を検討し、2つの入力地震動を用いて併せて継続時間による影響も検討した。

検討のフローを図-3.1に示す。

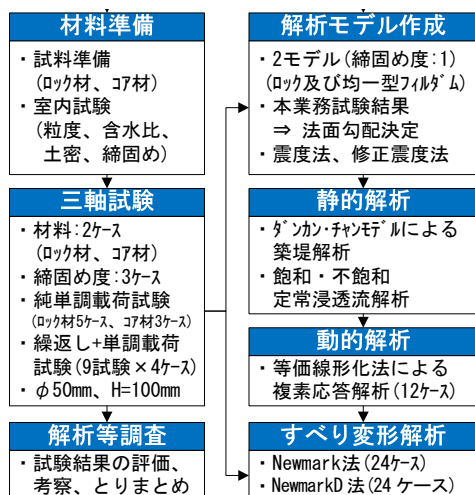


図-3.1 検討フロー

#### 3.1.1 室内土質試験の概要と試験項目

##### (1) 試験項目

本検討で実施した物理試験および室内三軸圧縮試験の試験項目を表-3.1に示す。

表-3.1 試験項目

試験項目		規格等
物理試験	土の粒度試験	JIS A 1204:2009 沈降分析、ふるい分け含む
	土の含水比試験	JIS A 1203:2009
	土粒子の密度試験	JIS A 1202:2009

	突固めによる土の締固め試験	JIS A 1210:2009、 モールド径 10cm ランマー2.5kg、非乾燥法
	土の液性限界試験	JIS A 1205:2009
	土の塑性限界試験	JIS A 1205:2009
三軸圧縮試験	純単調載荷試験	土の圧密非排水( $\bar{C}U$ )三軸圧縮試験方法(JGS0523) 土の圧密非排水(CD)三軸圧縮試験方法(JGS0524)
	繰返し+単調載荷試験	土の繰返し非排水三軸試験方法(JGS0541) を実施後に直ちに 土の圧密排水(CD)三軸圧縮試験方法

##### (2) 純単調載荷試験

純単調載荷試験については、JGS 基準「土の圧密非排水( $\bar{C}U$ )三軸圧縮試験方法(JGS0523)」または、「土の圧密非排水(CD)三軸圧縮試験方法(JGS0524)」に基づいて実施した。試験結果より、各条件における全応力および有効応力でのせん断強度を評価した。

##### (3) 繰返し+単調載荷試験

繰返し+単調載荷試験は、JGS 基準「土の繰返し非排水三軸試験方法(JGS0541)」に基づいて繰返し荷重を与えた後、非排水状態を保ったまま、直ちに単調載荷(JGS0523)を実施した。なお、繰返し+単調載荷試験を実施する際には、表-3.2に示す9試験(試験 No.11~19)のうち、試験 No.11~15の「DA=10%で繰返し荷重から単調載荷へ移行する試験」(以降、試験 1 とする)を先行して実施し、試験 1 の結果から得られる繰返し応力振幅比  $SR_{20}$  で、試験 No.16~19の「DA=1,3,5,7%で繰返し荷重から単調載荷へ移行する試験」(以降、試験 2 とする)を実施する。ここで、DA は両振幅軸ひずみ、 $SR_{20}$  は 20 回の繰返し荷重で DA=5%に達する繰返し応力振幅比を表す。

表-3.2 繰返し+単調載荷試験の一覧

試験概要	試験 No.	繰返し応力振幅比 SR	繰返し荷重から単調載荷へ移行する際の両振幅軸ひずみ DA
DA=10%で繰返し荷重から単調載荷へ移行する試験(試験 1)	11	SR1	10%
	12	SR2	
	13	SR3	
	14	SR4	
	15	SR5	
DA=1, 3, 5, 7%で繰返し荷重から単調載荷へ移行する試験(試験 2)	16	$SR_{20}$ (SR1~5の結果から算出)	7%
	17		5%
	18		3%
	19		1%

上記の試験結果を用いて繰返し荷重による強度低下を考慮するニューマークD法によるすべり変形解析に必要な強度低下特性の設定・評価を行った。

(4) 強度低下特性の算出手順

純単調載荷試験結果および繰返し+単調載荷試験結果を基にした、各材料の非排水載荷に伴う強度低下特性の算出手順を図-3.2に示す。

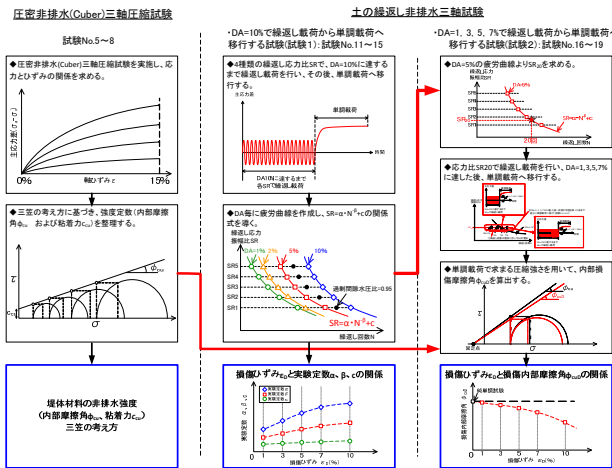


図-3.2 非排水繰返し載荷に伴う強度低下特性の算出方法

3.1.2 すべり変形解析の概要

すべり変形解析には、ニューマーク法およびニューマークD法を用いて実施した。

(1) ニューマーク法

ダムの大規模地震に対する耐震性能照査において、一般的に用いられているニューマーク法を用いる。詳細については、『国土交通省河川局：大規模地震に対するダム耐震性能照査指針(案)、平成17年3月』<sup>1)</sup>(以下、照査指針(案)という)を参考にした。

(2) ニューマークD法

強度低下を考慮したすべり変形解析の方法として、龍岡ら<sup>2)</sup>の方法を用いて解析を実施した。詳細については、『非排水繰返し載荷による強度低下とひずみ軟化を考慮したニューマーク法による地震時斜面残留変位推定、2014年5月14日(水)、15日(木)、「地盤工学会特別シンポジウム-東日本大震災を乗り越えて-』を参考にした。

3.2 室内土質試験

3.2.1 試験材料

試験材料には、現在施工中のダムの築堤材料である外部ロック材(搬入時最大粒径63mm程度)とコア材(最大粒径19mm程度)を用いた。これらの材料を最大粒径9.5mmに粒度調整し、各種試験を行った。



写真-01 搬入時試料状況(ロック材)



写真-3.2 搬入時試料状況(コア材)

(1) 物理特性

ロック材、コア材の物理特性を表-3.3に示す。

試験に使用する材料は、最大粒径9.5mmの材料であることから、搬入材料の粒度試験結果より、粒径9.5mmのせん頭粒度を求めた。図-3.3、図-3.4にロック材、コア材の搬入粒度と、搬入粒度より求めた粒径9.5mmのせん頭粒度および、参考として相似粒度の粒径加積曲線を示す。ロック材のせん頭粒度と相似粒度には礫および砂分に相違があり、コア材は類似していることが分かる。

表-3.3 物理特性一覧

試料名	ロック材		コア材	
	搬入粒度	せん頭粒度(9.5mm)	搬入粒度	せん頭粒度(9.5mm)
土粒子の密度 $\rho_s$ g/cm <sup>3</sup>	2.680	2.680	2.728	2.728
含水比 w %	0.8	1.1	6.0	-
石分 %	2.8	0.0	6.0	0.0
礫分 %	72.6	54.1	59.8	34.6
砂分 %	18.5	34.6	22.1	42.3
シルト分 %	3.1	5.6	5.9	11.3
粘土分 %	3.0	5.7	6.2	11.8
細粒分含有率 $F_c$ %	6.1	11.3	12.1	23.1
最大粒径 $D_{max}$ mm	200	9.5	125.0	9.5
60%粒度 $D_{60}$ mm	13.13	3.25	17.08	1.50
50%粒度 $D_{50}$ mm	8.00	2.34	7.90	0.88
30%粒度 $D_{30}$ mm	2.750	0.779	1.300	0.200
20%粒度 $D_{20}$ mm	1.200	0.311	0.400	0.035
10%粒度 $D_{10}$ mm	0.260	0.043	0.030	0.003
均等径数 $U_c$	50.3	76.1	612.0	495.7
曲率径数 $U_c'$	2.20	4.37	3.50	8.81
液性限界 $w_L$ %	-	-	34.5	34.5
塑性限界 $w_p$ %	-	-	18.4	18.4
塑性指数 $I_p$	-	-	16.1	16.1
地盤材料の分類名	-	細粒分まじり砂質礫	-	細粒分質硬質砂
分類記号	-	(GS-F)	-	(SFG)

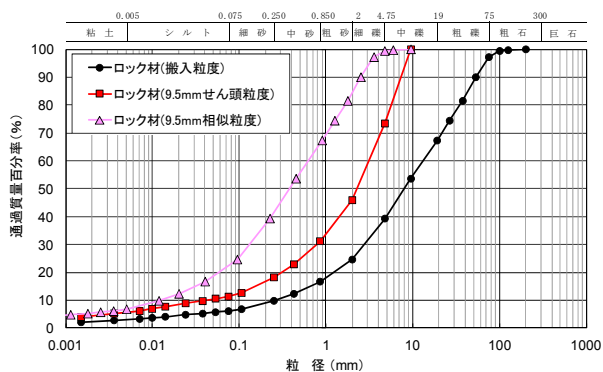


図-3.3 粒径加積曲線 (ロック材)

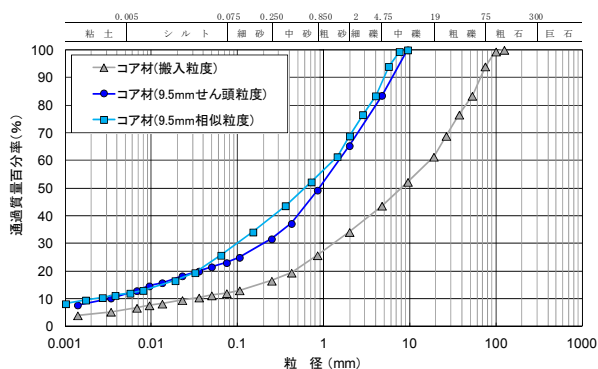


図-3.4 粒径加積曲線 (コア材)

(2) 試験粒度

図-3.3、図-3.4に示した粒度結果を考慮して三軸試験に用いる粒度分布を図-3.5のように設定した。

コア材は粒径 9.5mm のせん頭粒度を試験粒度とした。ロック材はタルボット式 ( $n=0.6$ ) により粒度を設定した。

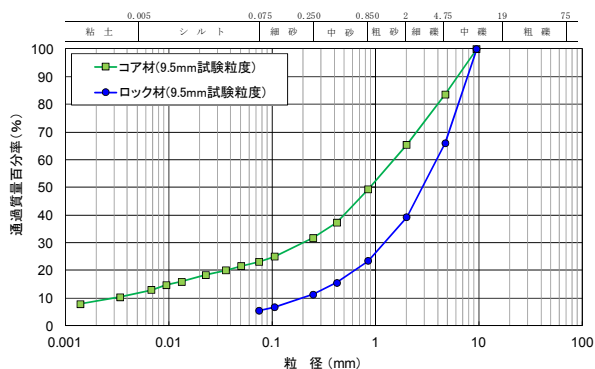


図-3.5 コア材とロック材の試験粒度

(3) 締固め試験結果

(a) ロック材

ロック材の相対密度は、表-3.4に示すエネルギーを変化させた突固めによる締固め試験により算定した。

後述する供試体作成の条件を考慮して供試体の作成方法を検討した結果、供試体が自立可能となる含水比4%を用いた突固めによる締固め試験結果を用いることとした。

表-3.4 エネルギー変化による締固め試験の概要

項目	規格等	備考
ランマー質量(kg)	2.5	JIS A 1210に準拠
ランマー落下高(cm)	30	JIS A 1210に準拠
ランマー内径(cm)	10	JIS A 1210に準拠
モールド(cm <sup>3</sup> )	1000	JIS A 1210に準拠
突固め層数(Ec)	3	JIS A 1210に準拠
突固めエネルギー(Ec)	0(投入)、0.5、1.0、2.0、3.0、4.5、6.0、8.0	8モールド
含水比w(%)	4.0	供試体が自立できる含水比

供試体は、所定の密度となるようにモールド内に試料を充填し、抜き出した後、重量および寸法を計測する。予めゴムスリーブをセットし、負圧法により供試体を作製する方法はあるが、ロック材の場合、所定の密度とするためには締固めにより作製する必要があり、礫分を主体とするため、供試体作製時にゴムスリーブが破れることが想定された。そのため、供試体は自立する状態とする必要があったが、風乾状態で供試体を作製した場合、供試体が自立せず、かつ著しく不均質になるため、供試体作製方法について想定する相対密度85%および相対密度95%に対して自立可能な含水比の検討を行った。その結果、含水比  $w=4.0\%$  に調整して供試体を作成することとした。また、試料を用いて、含水比  $w=4.0\%$  におけるエネルギー変化による締固め試験を実施した。風乾状態との試験結果の比較を図-3.6に示す。風乾状態と比較して、最大乾燥密度は同程度であるが、最小乾燥密度が異なることから相対密度が異なり、 $D_r=85\%$  で  $\rho_d=1.876\text{g/cm}^3$ 、 $D_r=90\%$  で  $\rho_d=1.940\text{g/cm}^3$ 、 $D_r=95\%$  で  $\rho_d=2.009\text{g/cm}^3$  となった。

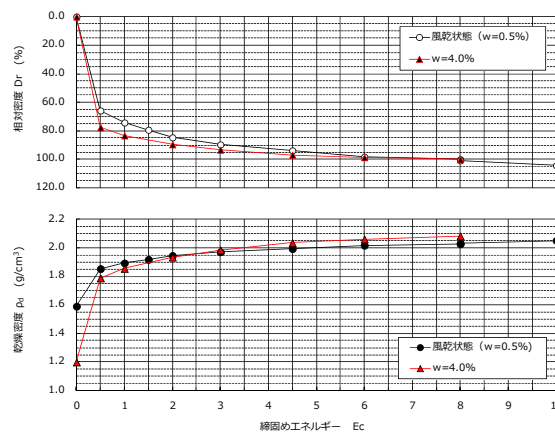


図-3.6 エネルギー変化による締固め試験結果 (風乾時 ( $w=0.5\%$ ) と自立可能含水比 ( $w=4\%$ ) との比較)

(b)コア材

コア材料の締固め試験結果を図-3.7 に示す。最大乾燥密度は1.987g/cm<sup>3</sup>、最適含水比は11.8%であった。搬入時の含水比は6.0%であり、最適含水比は搬入含水比の2倍程度である。

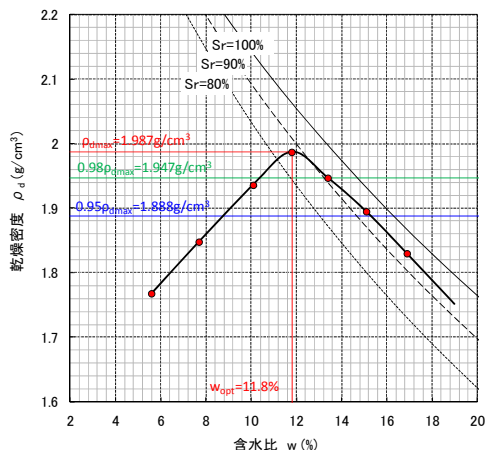


図-0.7 コア材の締固め試験結果

表-3.5 使用機械一覧表 (続き)

使用区分	名称	性能	
		静的三軸圧縮試験	液状化試験、動的変形試験
圧力計	容量(MPa)	1	1
	制御圧力(MPa)	0.001~1	0.1~0.99
	制御方法	手動	自動
飽和方法		二重負圧	二重負圧
サンプリング周波数(Hz)		—	1~250



写真-3.3 静的三軸圧縮試験装置

3.2.2 試験条件

(1) 使用機械

本業務において使用した機械の性能を表-3.5 に示し、使用した機械を写真-3.3、写真-3.4 に示す。

表-3.5 使用機械一覧表

使用区分	名称	性能	
		静的三軸圧縮試験	液状化試験、動的変形試験
三軸室	適用供試体(mm)	φ50~75	φ50~75
	耐圧(MPa)	0.99	0.99
載荷	載荷方式	電動ジャッキ	空圧サーボ
	載荷種類	単調	繰返し、単調
	制御方式	ひずみ	応力、ひずみ
	軸力	10kN	2kN
	ストローク(mm)	25	±25
	周波数(Hz)	—	0.01~1.0
	波形	—	正弦波、三角波、矩形波
載荷速度(%/min)	0.05~1	—	
変位計	大変位(mm)	25	±25
	小変位(mm)	—	ギャップセンサー ±1 LDTによる同時計測も可

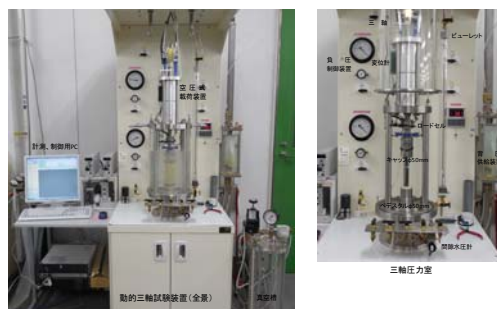


写真-3.4 動的三軸試験装置

(2) 供試体作製

供試体のサイズは、φ50mm×H100mm とし、突き固めによる密度調整により作製する。ロック材については相対密度を指標とし、表-3.6 に示す含水比に調整した試料を所定の相対密度になるよう供試体を作製する。コア材については締固め度を指標とし、表-3.7 に示す含水比に調整した試料を所定の締固め度になるよう供試体を作製する。なお、供試体作製時の供試体の密度、粒度のばらつきによる、試験結果への影響を回避するため、5層(2cm/層)に分けて試料を分取りし、突き固めにより供試体を作製した。作製した供試体と写真-3.5~写真-3.9 に示す。

表-3.6 ロック材の供試体条件

材料	相対密度 $D_r(\%)$	乾燥密度 $\rho_d(\text{g}/\text{cm}^3)$	含水比 $w(\%)$	湿潤密度 $\rho_w(\text{g}/\text{cm}^3)$	飽和密度 $\rho_{\text{sat}}(\text{g}/\text{cm}^3)$
ロック材	85	1.876	4.0	1.951	2.176
	90	1.940	4.0	2.018	2.216
	95	2.009	4.0	2.089	2.259

表-3.7 コア材の供試体条件

材料	締固め度 $D_c(\%)$	乾燥密度 $\rho_d(\text{g}/\text{cm}^3)$	含水比 $w(\%)$	湿潤密度 $\rho_w(\text{g}/\text{cm}^3)$	飽和密度 $\rho_{\text{sat}}(\text{g}/\text{cm}^3)$
コア材	95	1.888	11.8	2.110	2.196
	98	1.947	11.8	2.177	2.233
	100	1.987	11.8	2.221	2.259



写真-3.7 ロック材 No. 1 (締固め度  $D_r=95\%$ )



写真-3.5 ロック材 No. 1 (締固め度  $D_r=85\%$ )



写真-3.8 コア材 No. 5 (締固め度  $D_c=95\%$ )



写真-3.6 ロック材 No. 1 (締固め度  $D_r=90\%$ )

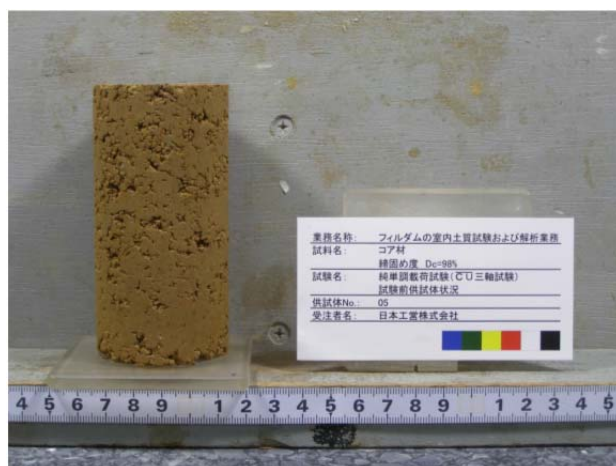


写真-3.9 コア材 No. 5 (締固め度  $D_c=98\%$ )



(3) 試験ケース

三軸試験の数量一覧および試験条件一覧を表-3.8、表-3.9に示す。

表-3.8 三軸試験数量一覧

試験名	試験 No.	拘束圧 $\sigma'_c$	SR	DA	数量	備考
純単調 載荷試験 (CD 三軸試験)	01	$\sigma'_c=1$	-	-	3	ロック材3ケース
	02	$\sigma'_c=2$	-	-	3	ロック材3ケース
	03	$\sigma'_c=3$	-	-	3	ロック材3ケース
	04	$\sigma'_c=4$	-	-	3	ロック材3ケース
純単調 載荷試験 (CU 三軸試験)	05	$\sigma'_c=1$	-	-	5	ロック材2ケース+ コア材3ケース
	06	$\sigma'_c=2$	-	-	5	ロック材2ケース+ コア材3ケース
	07	$\sigma'_c=3$	-	-	5	ロック材2ケース+ コア材3ケース
	08	$\sigma'_c=4$	-	-	5	ロック材2ケース+ コア材3ケース
	09	$\sigma'_c=5$	-	-	1	コア材1ケース
	10	$\sigma'_c=6$	-	-	1	コア材1ケース
繰返し+ 単調載荷試験	11	$\sigma'_c=1$	SR1	10%	4	ロック材2ケース+ コア材2ケース
	12	"	SR2	10%	4	ロック材2ケース+ コア材2ケース
	13	"	SR3	10%	4	ロック材2ケース+ コア材2ケース
	14	"	SR4	10%	4	ロック材2ケース+ コア材2ケース
	15	"	SR5	10%	4	ロック材2ケース+ コア材2ケース
	16	"	SR20	7%	4	ロック材2ケース+ コア材2ケース
	17	"	"	5%	4	ロック材2ケース+ コア材2ケース
	18	"	"	3%	4	ロック材2ケース+ コア材2ケース
	19	"	"	1%	4	ロック材2ケース+ コア材2ケース

表-3.9 三軸試験条件一覧

試験名	試験 No.	拘束圧 (kN/m <sup>2</sup> )					
		ロック材の締固め度			コア材の締固め度		
		Dr=95%	Dr=90%	Dr=95%	Dc=95%	Dc=98%	Dc=100%
純単調試験 (CD 三軸試験)	01	100	100	100			
	02	200	200	200			
	03	400	400	400			
	04	700	700	700			
純単調 載荷試験 (CU 三軸試験)	05		100	100	50	50	50
	06		200	200	100	100	100
	07		400	400	200	200	200
	08		700	700	300	300	300
	09				400		
	10				700		
繰返し+ 単調載荷試験	11		100	100		100	100
	12		100	100		100	100
	13		100	100		100	100
	14		100	100		100	100
	15		100	100		100	100
	16		100	100		100	100
	17		100	100		100	100
	18		100	100		100	100
	19		100	100		100	100
合計本数		4	17	17	6	13	13

3.2.3 純単調載荷試験による試験結果

(1) ロック材の圧密排水三軸試験 (CD 試験)

ロック材の相対密度  $D_r=85\%, 90\%, 95\%$  の CD 条件の純単調載荷試験結果より、後述する解析モデル作成に用いる強度定数 (cφ 法(c=0 として)) と、すべり変形解析に用いる強度定数 (cφ 法, Ab 法) を設定した。設定した強度定数を図-3.8~図-3.10 に示す。なお、Ab 法は式(1)~(3)で、cφ 法は式(4)で強度を設定した。試験後の供試体の状況を写真-3.10 に示す。

【Ab 法】

$$\tau_f = A(\bar{\sigma}_n)^b \tag{1}$$

$$\sigma_n = \frac{(\sigma_{1f} + \sigma_3)}{2} + \frac{(\sigma_{1f} - \sigma_3) \cos 2\alpha}{2} \tag{2}$$

$$\alpha = 45^\circ + \frac{\varphi_0}{2} \tag{3}$$

【cφ 法】

$$\tau_f = c + \sigma_n \tan \varphi \tag{4}$$

ここで、 $\tau_f$  はせん断強度、 $\bar{\sigma}_n$  はすべり面に作用する垂直応力、 $\alpha$  は供試体せん断面の傾斜角、 $\varphi_0$  は粘着力  $c=0$  と設定して求めた各拘束圧における内部摩擦角である。

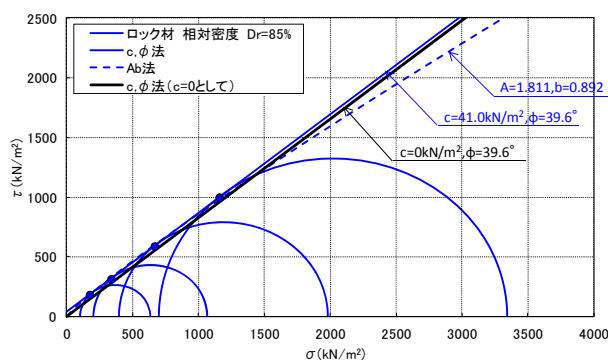


図-3.8 強度定数の設定 (ロック材 (Dr=85%))

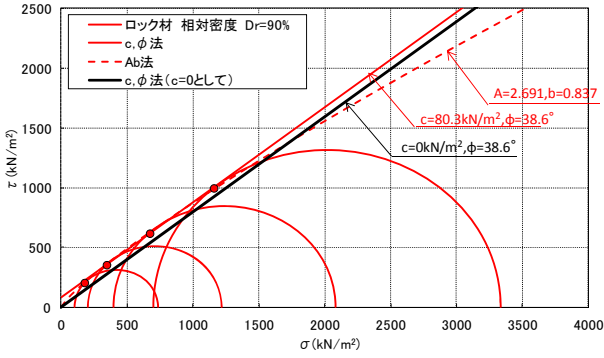


図-3.9 強度定数の設定 (ロック材 (Dr=90%))

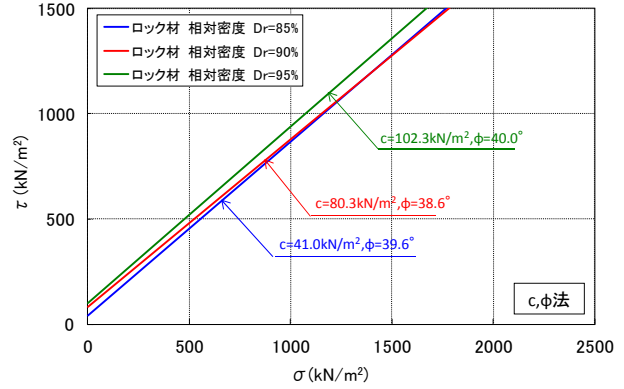


図-3.11 cφ法の強度定数の比較 (ロック材 (CD条件))

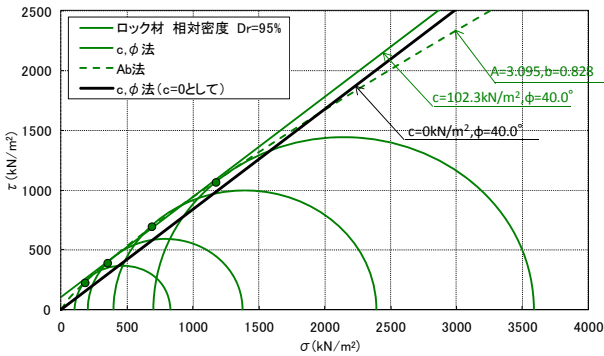


図-3.10 強度定数の設定 (ロック材 (Dr=95%))

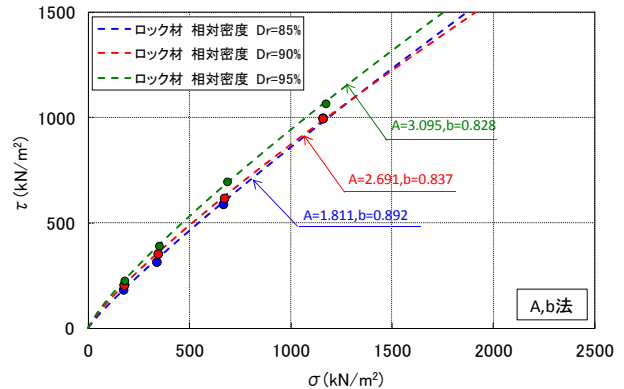


図-3.12 Ab法の強度定数の比較 (ロック材 (CD条件))



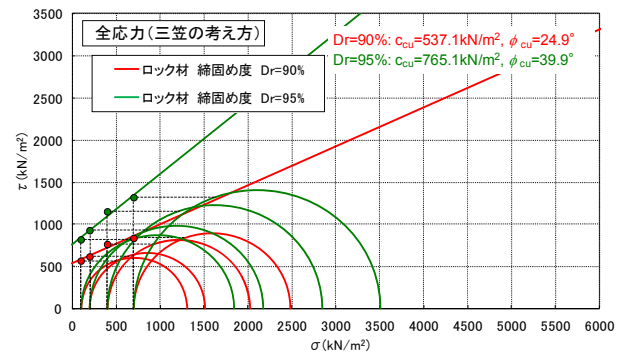
写真-3.10 CD試験後の状況 (ロック材 No. 1、締固め度  $D_c=90\%$ )

ロック材  $D_r=85\%, 90\%, 95\%$  の CD 条件の強度定数 ( $c, \phi$  法) を比較したものを図-3.11 に示す。相対密度が大きいほど、粘着力  $c$  が大きくなり、せん断強度  $\tau_f$  が大きくなっていることが確認できる。ロック材  $D_r=85\%, 90\%, 95\%$  の CD 条件の強度定数 (Ab 法) を比較したものを図-3.12 に示す。相対密度が大きいほど、せん断強度  $\tau_f$  が大きくなっていることが確認できる。

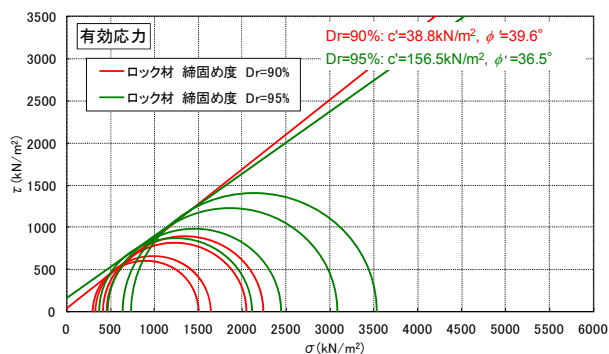
(2) ロック材の圧密非排水三軸試験 (Guber 試験)

ロック材  $D_r=90\%, 95\%$  の CU 条件の全応力 (三笠の考え方) および有効応力の強度定数を比較したものを図-3.13 に示す。全応力 (三笠の考え方) でのせん断強度は、相対密度が大きい  $D_r=95\%$  の方が大きいことが確認できる。有効応力でのせん断強度は、 $\sigma < 1000 \text{ kN/m}^2$  の範囲で、相対密度が大きい  $D_r=95\%$  の方が、大きいことが確認できる。

試験後の供試体の状況を写真-3.11 に示す。



(a) 全応力 (三笠の考え方)



(b) 有効応力

図-3.13 強度定数の比較 (ロック材 (CU条件))



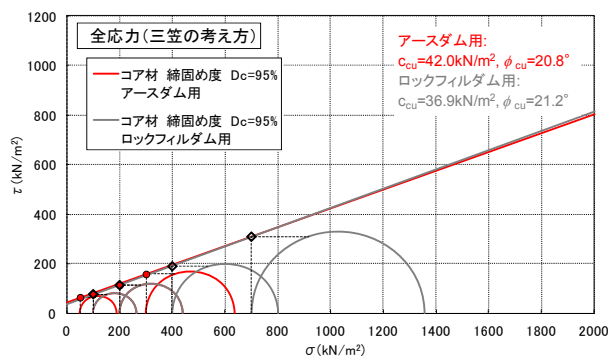
写真-3.11 CU試験後の状況 (ロック材 No. 5、締固め度 Dc=90%)

### (3) コア材の圧密非排水三軸試験 (Cuber 試験)

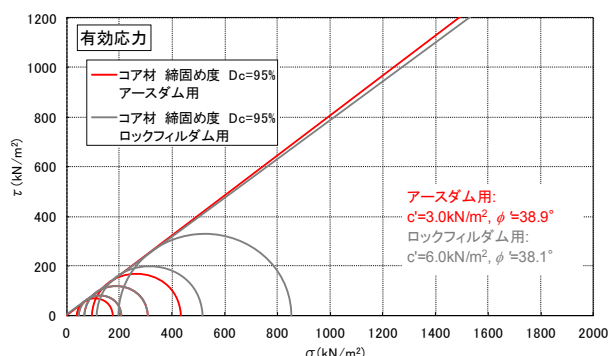
コア材 (D<sub>c</sub>=95%) では、アースダムおよびロックフィルダムの解析モデル作成のために、それぞれの応力状態に応じた圧密応力にて三軸圧縮試験を実施した。アースダムの圧密応力は、50,100,200,300 kN/m<sup>2</sup>、ロックフィルダムの圧密応力は、100,200,400,700kN/m<sup>2</sup>とした。

全応力 (三笠の考え方) および有効応力の強度定数を比較したものを図-3.14に示す。全応力 (三笠の考え方)、有効応力の強度定数ともに、顕著な違いは見られなかった。

また、試験後の供試体の状況を写真-3.12に示す。



(a) 全応力 (三笠の考え方)



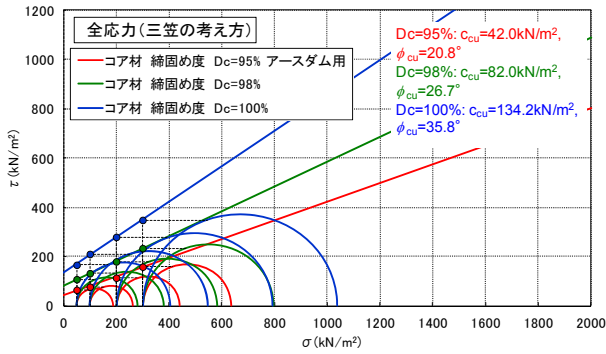
(b) 有効応力

図-3.14 強度定数の比較 (コア材 Dc=95% (CU条件))

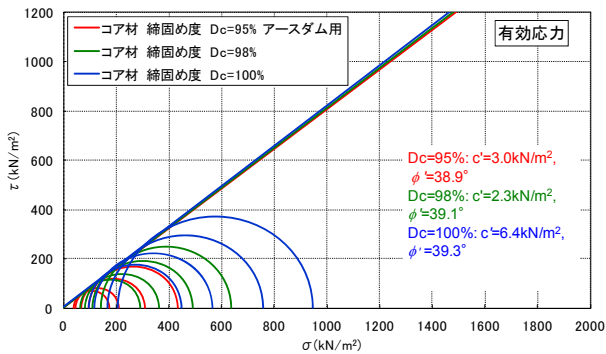


写真-3.12 CU試験後の状況 (コア材 No. 5、締固め度 Dc=95%)

コア材 D<sub>c</sub>=95%,98%,100%のCU条件の全応力 (三笠の考え方) および有効応力の強度定数を比較したものを図-3.15に示す。全応力 (三笠の考え方) の強度定数は、締固め度が大きいほど、粘着力 c<sub>cu</sub>、内部摩擦角 φ<sub>cu</sub>ともに大きく、せん断強度 τ<sub>r</sub>が大きくなっていることが確認できる。有効応力の強度定数は、締固め度に関係なく、概ね同程度であることが確認できる。



(a) 全応力 (三笠の考え方)



(b) 有効応力

図-3.15 強度定数の比較 (コア材 (CU条件))

3.2.4 繰返し+単調載荷試験による試験結果

繰返し+単調載荷試験では、3.1.1(3)で記述したように試験1および試験2を実施する。試験1による試験結果を用いて、試験2の実施に必要なSR<sub>20</sub>を算定した。さらに、ニューマークD法によるすべり変形解析の実施に必要な任意のDAにおけるN~SRの関係式(疲労曲線)を定義する。

(1) DA=10%で繰返し載荷から単調載荷へ移行する試験(試験1)

試験1による試験結果より求めた各試料の繰返し載荷回数Nと繰返し応力振幅比SRの関係を図-3.16~図-3.19に示す。ロック材では、両振幅軸ひずみがDA=10%まで進行する前にゴムスリーブが破れて試験が継続できない場合が見受けられたため、その場合は、破壊直前で単調載荷に移行した。DA=10%に達する前に単調載荷に移行した場合、その時のDAで損傷内部摩擦角を整理した。

また、試験1の試験状況を写真-3.13に、繰返し載荷後の状況を写真-3.14、写真-3.15に示す。

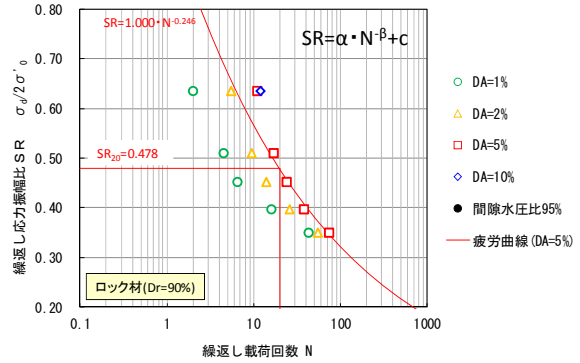


図-3.16 N~SRの関係(ロック材(Dr=90%))

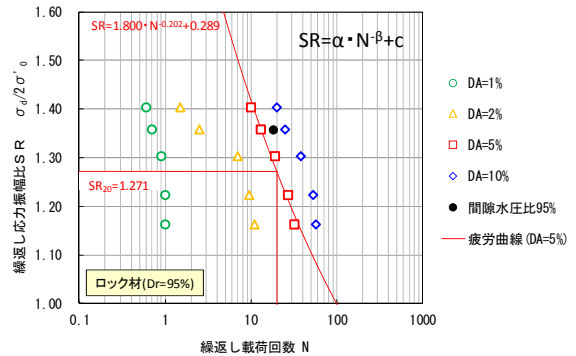


図-3.17 N~SRの関係(ロック材(Dr=95%))

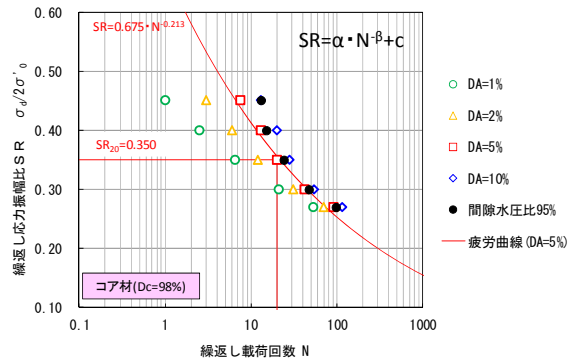


図-3.18 N~SRの関係(コア材(Dc=98%))

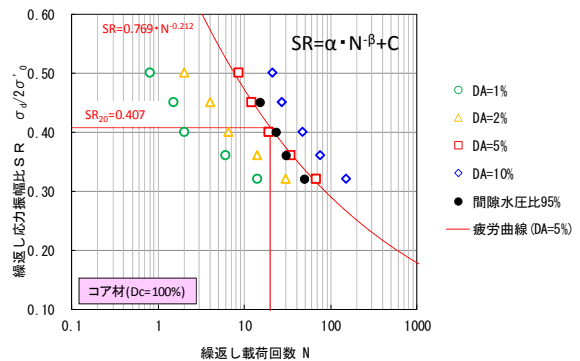


図-3.19 N~SRの関係(コア材(Dc=100%))



写真-3.13 試験1の試験状況



写真-3.14 試験1による繰返し载荷後の状況  
(ロック材 No.11、締固め度  $Dr=90\%$ )



写真-3.15 試験1による繰返し载荷後の状況  
(コア材 No.11、締固め度  $Dc=98\%$ )

(2) すべり変形解析に用いる疲労曲線の評価(試験1の試験結果を用いて)

ニューマーク D 法における損傷度曲線は図-3.20 の式で近似する。累積損傷度理論を用いた繰返し载荷に伴う損傷ひずみの算出には、繰返し+単調载荷試験より得られる繰返し応力振幅比  $SR \sim$  繰返し载荷回数  $N$  の関係(疲労曲線)を適切に再現することが可能な近似関数を設定することが必要である。疲労曲線の設定には以下の点に留意した。

- ①疲労曲線は、試験結果を図-3.20 に示す近似関数 ( $SR = \alpha \cdot N \cdot \beta + C$ ) で近似することにより設定する。
- ②解析に使用する繰返し応力振幅比  $SR$  が、試験値の範囲から著しく外れる場合、試験値を外挿することになるため、外挿範囲で異常な疲労曲線にならないよう、特異値の棄却等を行い、パラメータを設定する。
- ③各両振幅ひずみ  $DA$  における疲労曲線が、相互に整合するようパラメータを設定する。

最終的にパラメータ  $\alpha, \beta, C$  は軸ひずみ両振幅との関係を図-3.21 に示す関数を用いてトライアル計算を行い決定した。

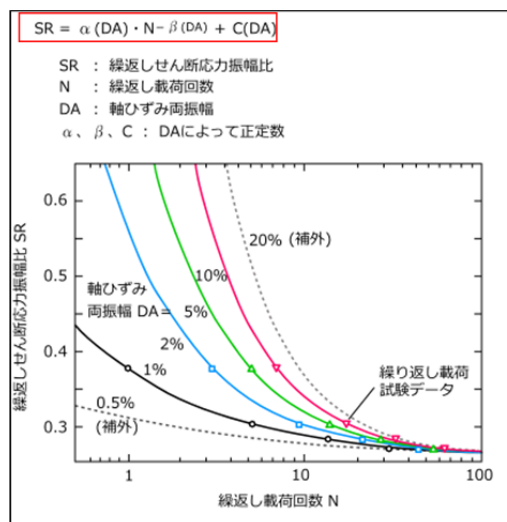


図-3.20 損傷度曲線の設定

多項式	$f(\gamma_{DA}) = A_0 + \sum_{i=1}^7 A_i (\gamma_{DA})^i$
指数関数1	$f(\gamma_{DA}) = A_0 + A_1 [1 - e^{-(\gamma_{DA}/A_2)}] + A_3 [1 - e^{-(\gamma_{DA}/A_4)}]$
指数関数2	$f(\gamma_{DA}) = A_0 + A_1 [1 - e^{-(\gamma_{DA}/A_2)^5}] + A_4 [1 - e^{-(\gamma_{DA}/A_4)^6}]$
指数べき乗	$f(\gamma_{DA}) = A_0 + A_1 \exp[A_2 \gamma_{DA}^4]$

図-3.21  $\alpha, \beta, c$  と軸ひずみ両振幅との関係

ロック材  $D_r=90\%$ 、95%、コア材  $D_c=98\%$ 、100%の4試料の試験結果をもとに設定した疲労曲線の近似関数を表-3.10~表-3.13に示し、疲労曲線を図-3.22~図-3.25に示す。

表-3.10 疲労曲線パラメータ (ロック材  $D_r=90\%$ )

損傷ひずみ $\varepsilon_D(\%)$	DA=1%	DA=2%	DA=5%	DA=10%
実験定数 $\alpha$	0.780	1.168	1.563	1.861
実験定数 $\beta$	0.656	0.656	0.656	0.656
実験定数 C	0.248	0.252	0.260	0.270

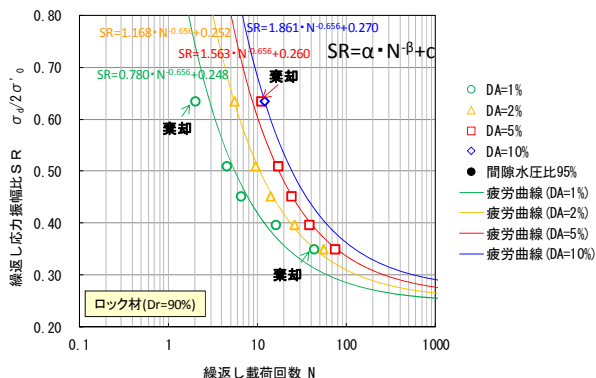


図-3.22 疲労曲線 (ロック材  $D_r=90\%$ )

表-3.11 疲労曲線パラメータ (ロック材  $D_r=95\%$ )

損傷ひずみ $\varepsilon_D(\%)$	DA=1%	DA=2%	DA=5%	DA=10%
実験定数 $\alpha$	0.950	1.335	1.800	2.052
実験定数 $\beta$	0.202	0.202	0.202	0.202
実験定数 C	0.290	0.290	0.290	0.290

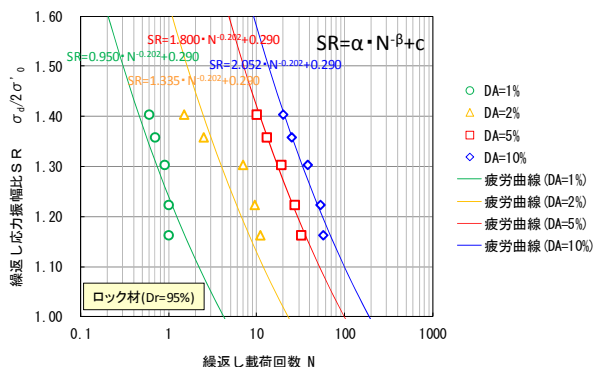


図-3.23 疲労曲線 (ロック材  $D_r=95\%$ )

表-3.12 疲労曲線パラメータ (コア材  $D_c=98\%$ )

損傷ひずみ $\varepsilon_D(\%)$	DA=1%	DA=2%	DA=5%	DA=10%
実験定数 $\alpha$	0.480	0.535	0.634	0.730
実験定数 $\beta$	0.155	0.165	0.187	0.205
実験定数 C	0.000	0.000	0.000	0.000

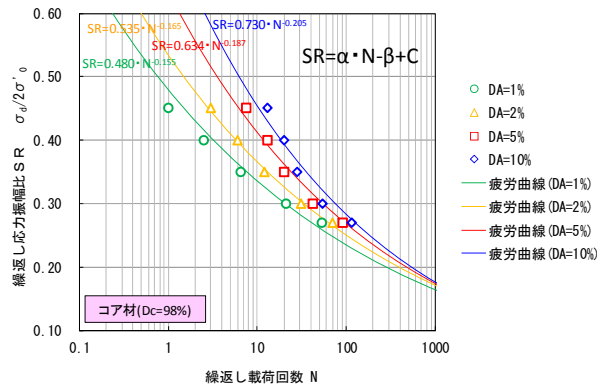


図-3.24 疲労曲線 (コア材  $D_c=98\%$ )

表-3.13 疲労曲線パラメータ (コア材  $D_c=100\%$ )

損傷ひずみ $\varepsilon_D(\%)$	DA=1%	DA=2%	DA=5%	DA=10%
実験定数 $\alpha$	0.469	0.562	0.728	0.922
実験定数 $\beta$	0.160	0.169	0.190	0.210
実験定数 C	0.000	0.000	0.000	0.000

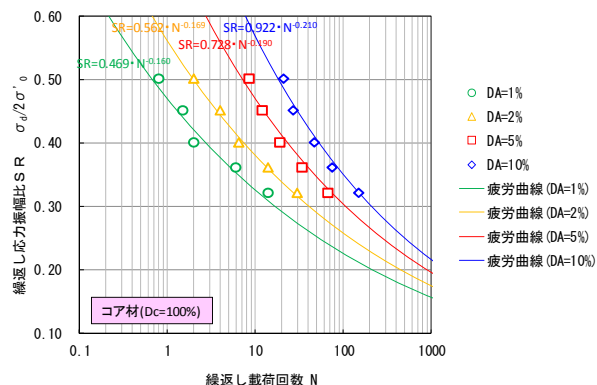


図-3.25 疲労曲線 (コア材  $D_c=100\%$ )

(3) DA=1, 3, 5, 7%で繰返し载荷から単調载荷へ移行する試験 (試験2)

試験2は、試験1で算定したせん断応力比SR20を用いた繰返し载荷試験後に直ちに単調载荷へ移行する試験である。別途実施した単調载荷試験と、繰返し後の単調载荷試験とで求まる圧縮強さを用いて損傷ひずみと損傷内部摩擦角の関係を求めることで、後述するニューマークD法に活用する。

したがって、ニューマークD法による残留すべり変位の算定には、繰返し+単調载荷試験より得られる、損傷内部摩擦角  $\phi_{cuD}$  ~ 損傷ひずみ  $\varepsilon_D$  の関係を適切に評価することが必要である。損傷内部摩擦角の設定・評価には以下の点に留意した。

① 損傷内部摩擦角  $\phi_{cuD}$  は、図-3.26に示す純単調载荷試験結果より算出した固定点と、繰返し载荷+単調

载荷試験のモーメントより求める。

②損傷内部摩擦角  $\phi_{cuD}$  ～ 損傷ひずみ  $\varepsilon_D$  の関係 (図-3.27) を整理し、強度低下特性を評価する。なお、損傷ひずみ  $\varepsilon_D$  は、両振幅ひずみ  $DA$  とする。

③材料によっては、損傷ひずみ  $\varepsilon_D$  の小さい範囲で強度低下が明瞭でない場合もあるため、材料特性および試験結果を基に特異値の棄却等の判断を行い、図-3.28 に示す近似関数を用いて強度低下曲線を設定する。

④損傷ひずみ  $\varepsilon_D$  が 10%以上の損傷内部摩擦角  $\phi_{cuD}$  は、試験結果を外挿して設定するため、材料特性 (粒度、密度) や既存の試験結果を参考に強度低下曲線を設定する。

最終的に、関係式の定数は、トライアル計算を行い決定した。

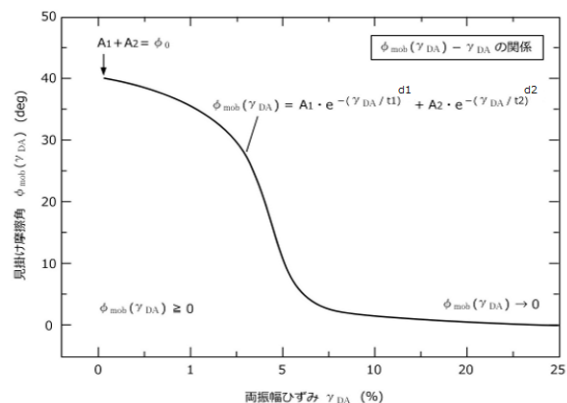


図-3.28 見掛け摩擦角と軸ひずみ両振幅との関係

試験 2 による単調载荷後の供試体の状況を写真-3.16、写真-3.17 に示す。

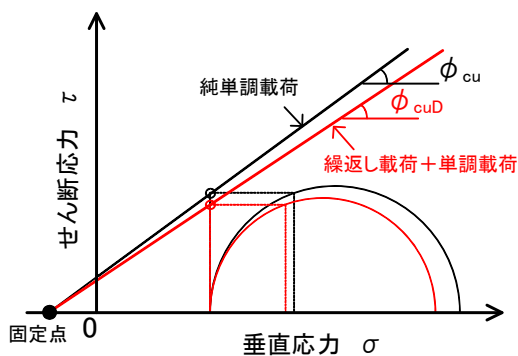


図-3.26 損傷内部摩擦角の算出方法

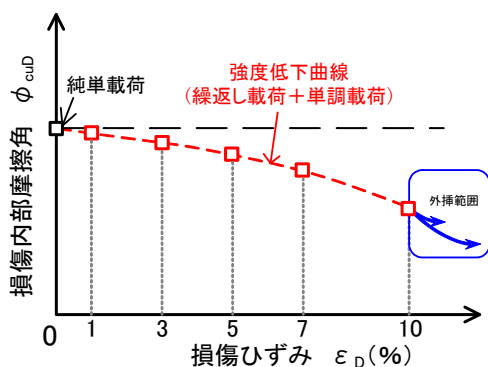


図-3.27 強度低下特性

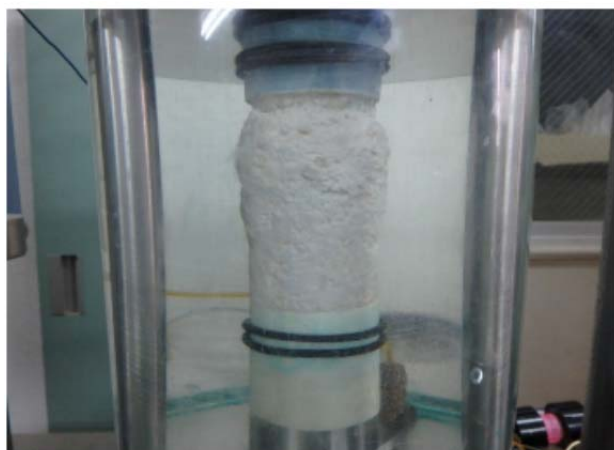


写真-3.16 試験 2 による単調载荷後の状況 (ロック材 No.11、締固め度  $Dr=90\%$ )



写真-3.17 試験 2 による単調载荷後の状況 (コア材 No.11、締固め度  $Dc=98\%$ )

上述した評価方法により評価した損傷内部摩擦角と損傷ひずみの関係を図-3.29～図-3.32に示す。

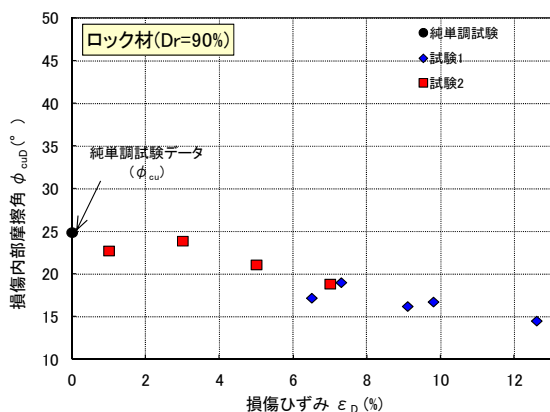


図-3.29 ロック材(Dr=90%)の損傷内部摩擦角と損傷ひずみの関係

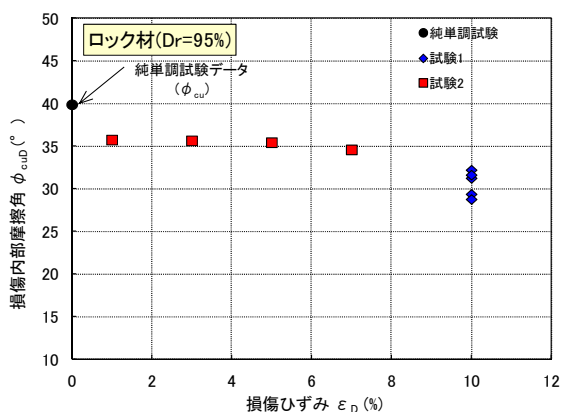


図-3.30 ロック材(Dr=95%)の損傷内部摩擦角と損傷ひずみの関係

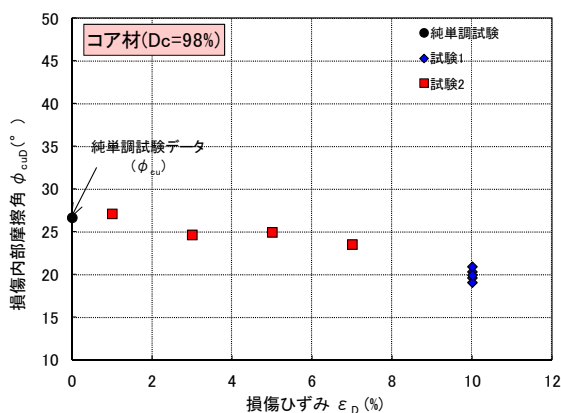


図-3.31 コア材(Dc=98%)の損傷内部摩擦角と損傷ひずみの関係

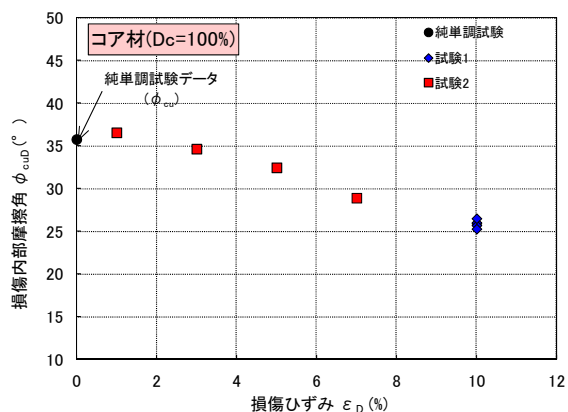
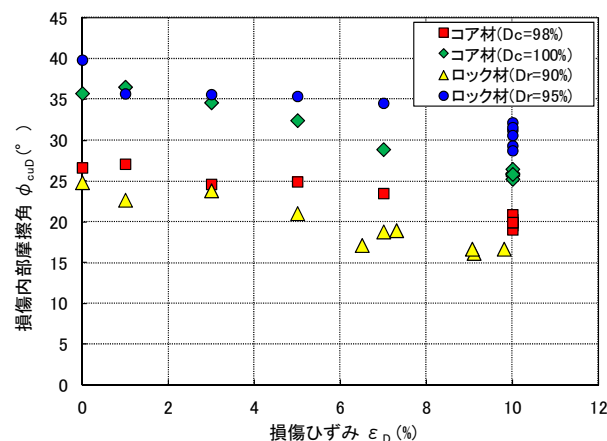


図-3.32 コア材(Dc=100%)の損傷内部摩擦角と損傷ひずみの関係

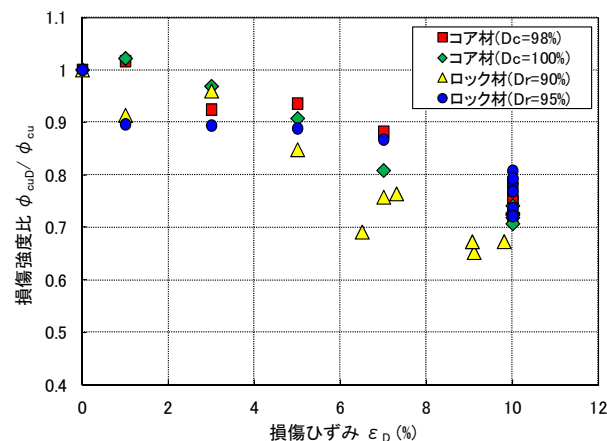
#### (4) 各材料の強度低下特性

損傷内部摩擦角  $\phi_{cuD}$  と損傷ひずみ  $\epsilon_D$  の関係を図-3.33に、損傷強度比  $\phi_{cuD}/\phi_{cu}$  と損傷ひずみ  $\epsilon_D$  の関係を図-3.34に示す。



※純単調試験や繰返し振幅応力比 SR が異なる条件の結果を含む。

図-3.33 損傷内部摩擦角と損傷ひずみの関係



※純単調試験や繰返し振幅応力比 SR が異なる条件の結果を含む。

図-3.34 損傷強度比と損傷ひずみの関係



試験結果より各材料の強度低下特性について以下のことがわかった。

・全試料とも、繰返し荷重に伴う強度低下が確認され、 $DA=10\%$ で20～30%程度強度が低下することが分かった。

・液状化強度比の大きいロック材 ( $D_r=95\%$ ) は、損傷ひずみが小さい間は大きな強度低下が生じるが、損傷ひずみが大きくなると強度低下が小さくなる傾向が見られた。

・ロック材については、密度が高いほど、損傷ひずみの増加に伴う強度低下率が小さくなる傾向が見られた。コア材については、密度と強度低下傾向に顕著な差は見られなかった。

### 3.3 繰返し強度低下の考慮によるすべり変形量への影響検討

図-3.35に解析フローを示す。対象モデルダムには、ロックフィルダムとアースダムを用いる。動的解析の入力地震動には観測波形を基本波形とし、基本波形の振幅を調整したから2種類の波形を加え、計3波形を用いた。すべり変形解析には、ニューマーク法およびニューマークD法を用いた。なお、すべり変形解析には、堤体材料の締固め度の影響を検討するため、締固め度を2ケース用いて解析を実施した。

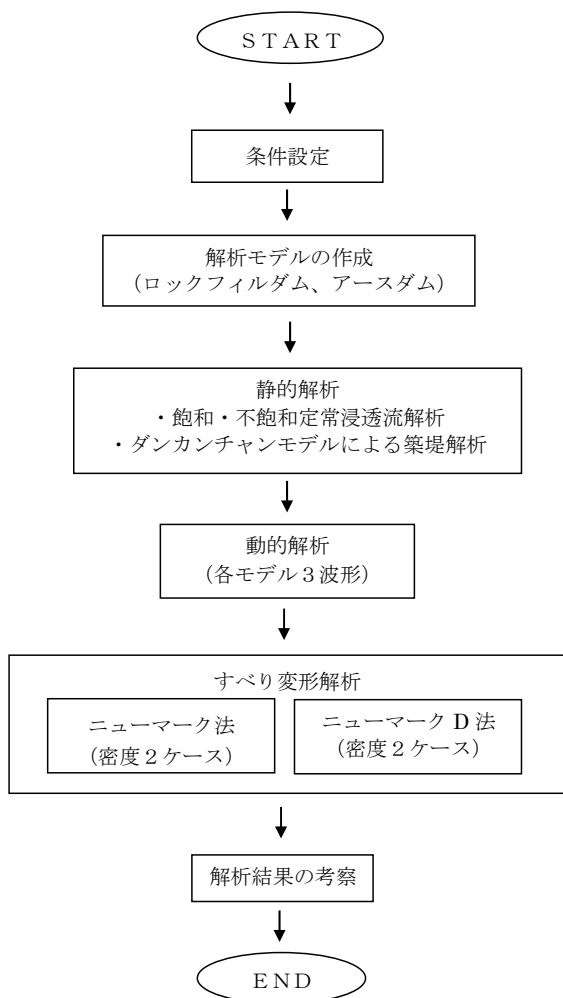


図-3.35 解析フロー

#### 3.3.1 解析モデル

解析モデル作成条件の一覧を表-3.14に示す。その結果、ロックフィルダムおよびアースダムのモデル形状はそれぞれ図-3.36、図-3.37に示す断面に決定した。なお、アースダムの断面設定において、浸潤線をかさがランデ法により設定した際に、浸潤線が下流面に出る結果となったが、断面決定には上述した条件で

すべり安定計算を実施した。この後に実施する浸透流解析における水位条件や動的解析における飽和・不飽和の区分については仮定のドレーンを配置することを想定した浸潤線とした。

表-3.14 解析モデル作成条件一覧

		ロックフィルダム	アースダム
堤高 H(m)		100	30
天端幅 B(m)		10	10
コア斜面勾配		1:0.2	—
天端のコア幅(m)		6	—
水位条件(m)		92	27
設計震度		震度法(0.15)	
せん断強度	ロック材	排水強度(単調載荷試験値) cφ法による評価 (表-3.15参照)	—
	コア材	排水強度(単調載荷試験値) (表-3.16参照)	
すべり安定計算式		フィルダムの耐震設計指針(案) 平成3年6月	
目標安全率		1.2	
浸潤線		カサグランデ法	

表-3.15 ロック材の材料定数一覧

材料	相対密度 D <sub>r</sub> (%)	湿潤重量 γ <sub>t</sub> (kN/m <sup>3</sup> )	飽和重量 γ <sub>sat</sub> (kN/m <sup>3</sup> )	強度特性			
				粘着力 c <sub>d</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	内部摩擦角 φ <sub>d</sub> (度)	Ab法	
ロック材(D <sub>r</sub> 85%)	85	19.1	21.3	0.0	39.6	1.811	0.892
備考				c=0とする			

表-3.16 コア材の材料定数一覧

材料	締固め度 D <sub>c</sub> (%)	湿潤重量 γ <sub>t</sub> (kN/m <sup>3</sup> )	飽和重量 γ <sub>sat</sub> (kN/m <sup>3</sup> )	粘着力	内部摩擦角	粘着力	内部摩擦角
				c <sub>co</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	φ <sub>co</sub> (度)	c <sub>cs</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	φ <sub>cs</sub> (度)
コア材(D <sub>c</sub> 95%) アースダム用	95	20.7	21.5	42.0	20.8	3.0	38.9
コア材(D <sub>c</sub> 95%) ロックフィルダム用				—	—	6.0	38.1
備考				非排水強度		排水強度	

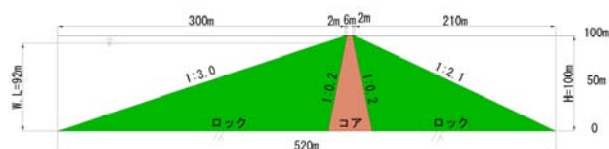


図-3.36 ロックフィルダムのモデル形状 (ケース M-1)

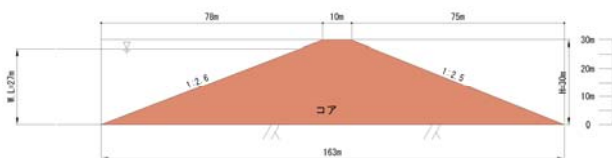


図-3.37 アースダムのモデル形状  
(ケース M-2)

### 3.3.2 解析条件

#### (1) 解析ケース

各解析のケース一覧を表-3.17～表-3.20 に示す。詳細については後述する。

表-3.17 解析モデル作成ケース一覧

モデル名	ケース
ロックフィルダム(中心遮水型)	M-1
アースフィルダム(均一型)	M-2

表-3.18 静的解析ケース一覧

モデル名	ケース	
	浸透流解析	築堤解析
ロックフィルダム(中心遮水型)	S-1-1	S-1-2
アースフィルダム(均一型)	S-2-1	S-2-2

表-3.19 動的解析ケース一覧

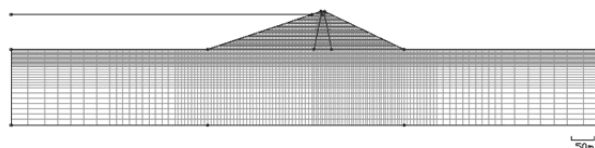
モデル名	地震動名	調整レベル	地震波No	ケース
ロックフィルダム(中心遮水型)	箕面川波	元波形	1-1	D-1-1
		300gal	1-2	D-1-2
		1000gal	1-4	D-1-3
	七ヶ宿波	元波形	2-1	D-1-4
		300gal	2-2	D-1-5
		1000gal	2-4	D-1-6
アースフィルダム(均一型)	箕面川波	元波形	1-1	D-2-1
		300gal	1-2	D-2-2
		750gal	1-3	D-2-3
	七ヶ宿波	元波形	2-1	D-2-4
		300gal	2-2	D-2-5
		750gal	2-3	D-2-6

表-3.20 すべり変形解析ケース一覧

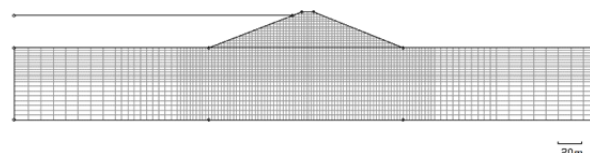
モデル名	密度	地震動名	調整レベル	ケース	
				ニューマーク	ニューマークD
ロックフィルダム(中心遮水型)	コア材(Dc98%) ロック材(密度Dr90%)	箕面川波	元波形	N-1-1	ND-1-1
			300gal	N-1-2	ND-1-2
			1000gal	N-1-3	ND-1-3
		七ヶ宿波	元波形	N-1-4	ND-1-4
			300gal	N-1-5	ND-1-5
			1000gal	N-1-6	ND-1-6
	コア材(Dc100%) ロック材(Dr95%)	箕面川波	元波形	N-1-7	ND-1-7
			300gal	N-1-8	ND-1-8
			1000gal	N-1-9	ND-1-9
		七ヶ宿波	元波形	N-1-10	ND-1-10
			300gal	N-1-11	ND-1-11
			1000gal	N-1-12	ND-1-12
アースフィルダム(均一型)	コア材(Dc98%)	箕面川波	元波形	N-2-1	ND-2-1
			300gal	N-2-2	ND-2-2
			750gal	N-2-3	ND-2-3
		七ヶ宿波	元波形	N-2-4	ND-2-4
			300gal	N-2-5	ND-2-5
			750gal	N-2-6	ND-2-6
	コア材(Dc100%)	箕面川波	元波形	N-2-7	ND-2-7
			300gal	N-2-8	ND-2-8
			750gal	N-2-9	ND-2-9
		七ヶ宿波	元波形	N-2-10	ND-2-10
			300gal	N-2-11	ND-2-11
			750gal	N-2-12	ND-2-12

#### (2) 築堤解析

築堤解析には、ダンカン・チャンモデルを用いて実施する。築堤解析に用いたモデルを図-3.38 に示す。基礎岩盤のモデル化範囲は、対象とするモデルダムについて深さ方向に堤高の2倍、側方に堤敷長の3倍として設定した。築堤解析に用いたダンカン・チャンパラメータを表-3.21 に、基礎岩盤の物性値を表-3.22 に示す。



(a) ロックフィルダム



(b) アースダム

図-3.38 解析モデル(築堤解析)

表-3.21 ダンカンチャンパラメータ

区分	物理特性		静的変形特性						強度特性	
	単位体積重量		弾性係数 E, ※			ポアソン比 ν, ※			粘着力 c (kN/m <sup>2</sup> )	内部 摩擦角 φ (°)
	湿潤 (kN/m <sup>3</sup> )	飽和 (kN/m <sup>3</sup> )	K	n	Rf	G	F	D		
コア	20.7	21.5	200	0.8	0.6	0.36	0.12	5	39.2	38
ロック	19.1	21.3	600	0.4	0.7	0.34	0.12	6	19.6	44

表-3.22 基礎岩盤の物性値

密度(g/cm <sup>3</sup> )	2.54
弾性係数(MPa)	1.8 × 10 <sup>4</sup>
ポアソン比	0.3

(3) 湛水解析

湛水解析は、飽和・不飽和定常浸透流解析によって実施した。ロック材部分の湛水解析後の応力の算定は照査指針(案) Ⅲに従った。解析モデルを図-3.39に、湛水解析条件一覧を表-3.23に、コア材の飽和不飽和浸透特性を図-3.41に示す。また底面は不透水境界とした。

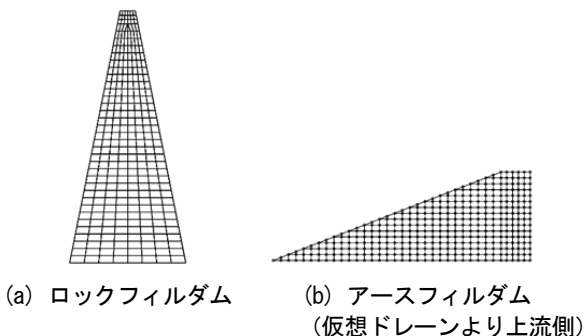


図-3.39 解析モデル(浸透流解析)

表-3.23 湛水解析条件一覧

	ロックフィルダム	アースダム
水位条件	92m	27m
飽和透水係数 (cm/s)	1 × 10 <sup>-5</sup>	
間隙率	試験値(単調載荷)	
コア材の非貯留係数 (1/m)	1 × 10 <sup>-4</sup>	
飽和不飽和浸透特性	図-3.39	

(4) 動的解析

動的解析は、周波数領域における等価線形法による複素応答解析によって実施した。解析モデルを図-3.42に示す。また、動的解析条件一覧を表-3.24に示す。地震波形は底面より入力した。

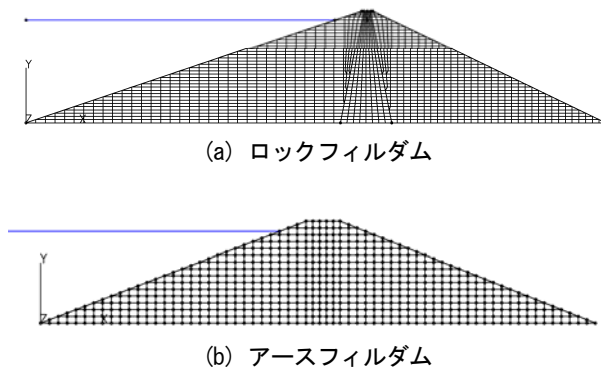


図-3.42 解析モデル(動的解析)

表-3.24 動的解析条件一覧

		ロックフィルダム	アースダム
初期弾性係数 G <sub>0</sub> (kgf/cm <sup>2</sup> )	ロック	1634σ <sub>m</sub> <sup>0.586</sup>	—
	コア	673σ <sub>m</sub> <sup>1.000</sup>	
動的変形特性 H-Dモデル	ロック	基準ひずみ 4 × 10 <sup>-4</sup> 最大減衰定数 15%	—
	コア	基準ひずみ 3.5 × 10 <sup>-4</sup> 最大減衰定数 15%	
動ポアソン比	沢田式		
その他物性値 (密度等)	ロック	試験値(単調載荷)	—
	コア	試験値(単調載荷)	
等価逸散減衰	15%		
入力波形	波形1: 箕面川波 波形2: セツ宿波		

\* 初期せん断剛性 G<sub>0</sub>については、表層付近において G<sub>0</sub>が小さくなり過ぎないように沢田<sup>⑧</sup>による深さ 0~5m の V<sub>s</sub> の最小値を用いて G<sub>0</sub>の閾値を設定した。

(5) 入力地震動

入力地震動および適用について表-3.19に示す。

入力地震動には、1995年の兵庫県南部地震において、箕面川ダムの監査廊内で観測された波形と、2011年の東北地方太平洋沖地震においてセツ宿ダムで観測された波形を用いた。入力地震動の時刻歴波形を図-3.43に示す。調整レベルは、観測波形の加速度時刻歴の振幅を、水平方向の加速度時刻歴の絶対値の最大値がロックフィルダムでは 300gal、1000gal に、アースダムでは 300gal と 750gal になるように観測波形を調整するものである。また鉛直加速度については水平加速度の調整倍率と同じ倍率を用いて振幅を設定した。

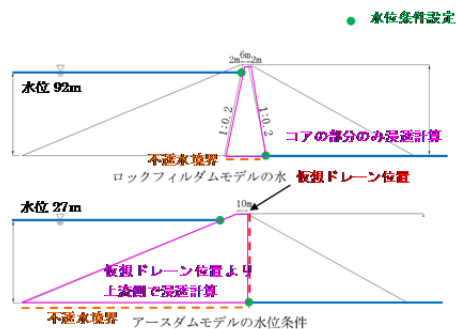


図-3.40 境界条件の設定

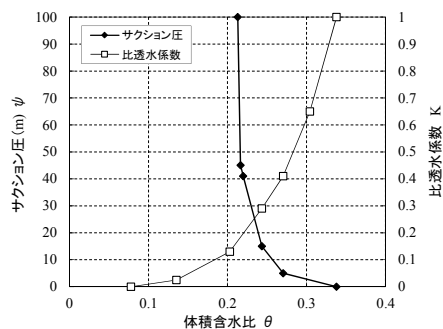
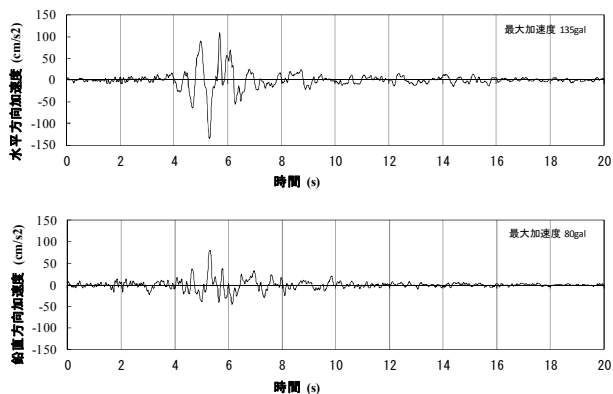
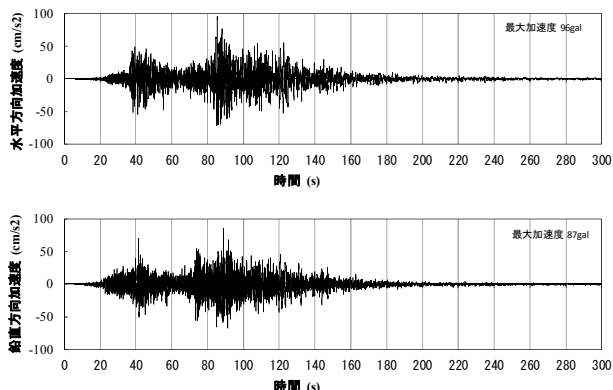


図-3.41 飽和不飽和浸透特性



(a) 地震動名：箕面川波(地震波 No1-1)



(b) 地震動名：七ヶ宿波(地震波 No2-1)

図-3.43 地震動時刻歴波形（元波形）

ーク D 法により実施した。すべり変形解析条件一覧を表-3.25 に示す。すべり円弧は文献<sup>4)</sup>を参考に、作成条件を以下の 1) ~6) により設定した。また  $\theta$ 、 $y/H$ 、点 A,B,C について図-3.44 に示す。下記の (1) ~ (4) 条件の組み合わせの中から、上流側・下流側に各 20 円弧を設定し、さらに (5)、(6) の条件に従い、調整、除外した。図-3.45、図-3.46 に設定したすべり円弧を示す。

- 1) すべり円弧の大きさ： $y/H=0.2,0.4,0.6,0.8,1.0$
- 2) 中心角  $\theta$ ： $\theta=40^\circ, \theta=80^\circ$
- 3) すべり方向：上流側、下流側
- 4) 円弧始点：点 A（すべり方向側の法肩）、点 B（すべり方向と反対側の法肩）、点 C（すべり方向と反対側へ  $y/H=0.1$  下がった地点）
- 5) 最小土被り厚：5m
- 6) 不透過線：フィルダム底面を通過しない

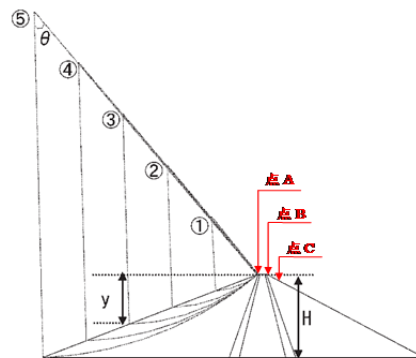


図-3.44 すべり円弧設定例  
(すべり方向が上流側の場合)<sup>4)</sup>

(6) すべり変形解析

すべり変形解析は、ニューマーク法およびニューマ

表-3.25 すべり変形解析一覧

		ロックフィルダム	アースダム
円弧の作成	形状	円弧	
	最小土被り厚(m)	5	
ニューマーク法 解析プログラム: COSTANA (富士通エフ・アイ・ピー)	ロック(Ab 法)	強度定数・単位体積重量(表-3.26 参照)	—
	コア(cφ 法)	強度定数・単位体積重量(表-3.27 参照)	
ニューマーク D 法 解析プログラム: SERID (五大開発株式会社)	ロック	強度定数・単位体積重量(表-3.26 参照) SR-N 関係・強度低下曲線 (図-3.47、図-3.48 参照)	—
	コア	強度定数・単位体積重量(表-3.27 参照) SR-N 関係・強度低下曲線(図-3.49、図-3.50 参照)	
地震外力		すべり土塊に作用する平均加速度	

表-3.26 ロック材の強度特性・単位体積重量

材料	相対密度 D <sub>r</sub> (%)	湿潤重量 γ <sub>t</sub> (kN/m <sup>3</sup> )	飽和重量 γ <sub>sat</sub> (kN/m <sup>3</sup> )	強度定数					
				Ab法		全応力(三笠の考え方)		有効応力	
				A(kN/m <sup>2</sup> )	b	粘着力 c <sub>cu</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	内部摩擦角 φ <sub>cu</sub> (度)	粘着力 c'(kN/m <sup>2</sup> )	内部摩擦角 φ'(度)
ロック材(D <sub>r</sub> 90%)	90	19.8	21.7	2.691	0.837	537.1	24.9	38.8	39.6
ロック材(D <sub>r</sub> 95%)	95	20.5	22.2	3.095	0.828	765.1	39.9	156.5	36.5
適用				ニューマーク法		ニューマークD法 (飽和部:強度低下あり)		ニューマークD法 (不飽和部:強度低下なし)	

表-3.27 コア材の強度特性・単位体積重量

材料	締固め度 D <sub>c</sub> (%)	湿潤重量 γ <sub>t</sub> (kN/m <sup>3</sup> )	飽和重量 γ <sub>sat</sub> (kN/m <sup>3</sup> )	強度定数			
				全応力(三笠の考え方)		有効応力	
				粘着力 c <sub>cu</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	内部摩擦角 φ <sub>cu</sub> (度)	粘着力 c'(kN/m <sup>2</sup> )	内部摩擦角 φ'(度)
コア材(D <sub>c</sub> 98%)	98	21.4	21.9	82.0	26.7	2.3	39.1
コア材(D <sub>c</sub> 100%)	100	21.8	22.2	134.2	35.8	6.4	39.3
適用				ニューマークD法 (飽和部:強度低下あり)		ニューマーク法 ・ニューマークD法 (不飽和部: 強度低下なし)	

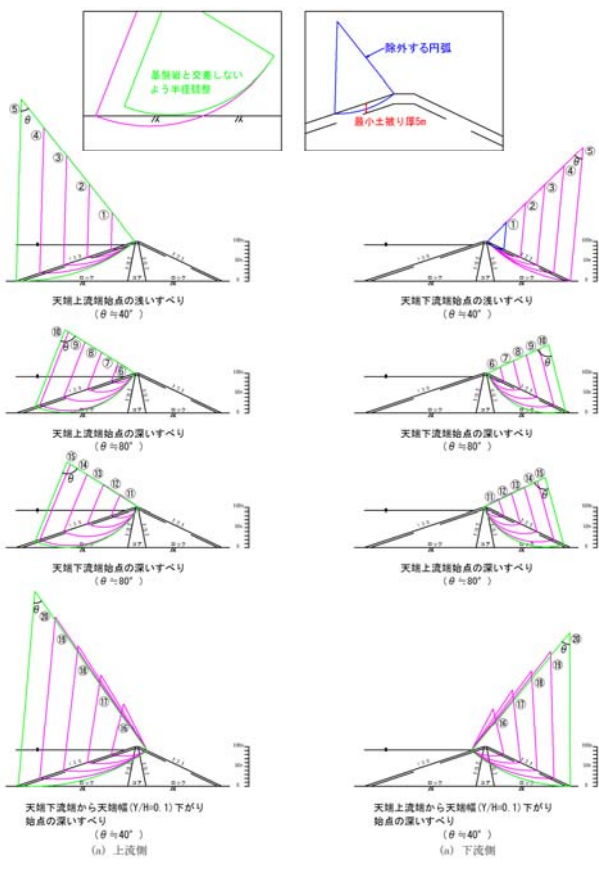


図-3.45 ロックフィルダムのすべり円弧

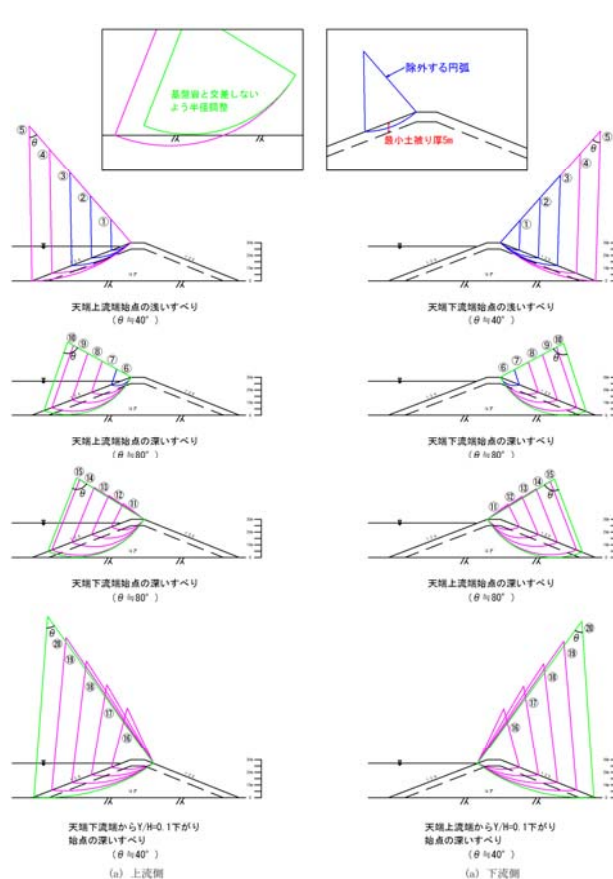
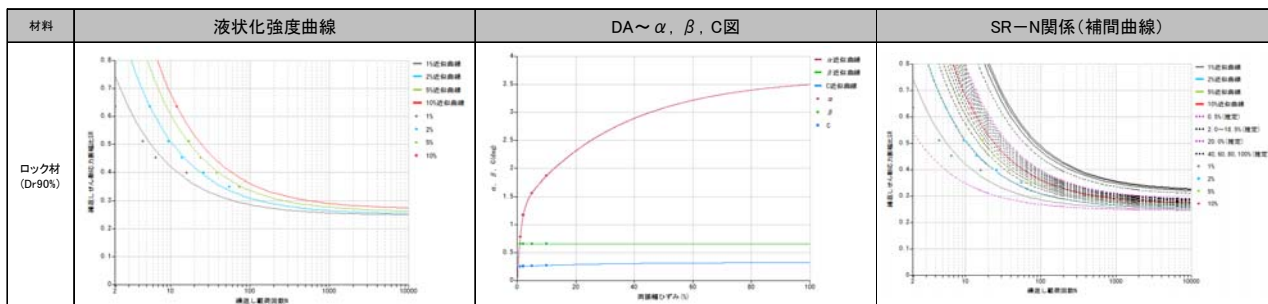


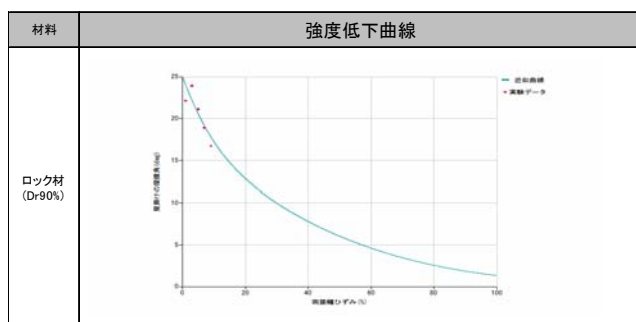
図-3.46 アースダムのすべり円弧

● 損傷度曲線



損傷定義	ひずみ算定数							関数			
	DA=5%	A0	A1	A2	A3	A4	A5		A6	A7	
$\alpha$	1.563	0.000	1.266	1.197	2.356	34.172		0.000	0.000	0.000	指数関数1
$\beta$	0.656	0.656	0.000	0.000	0.000	0.000		0.000	0.000	0.000	多項式
C	0.260	0.241	0.073	28.041	0.007	1.109					指数関数1

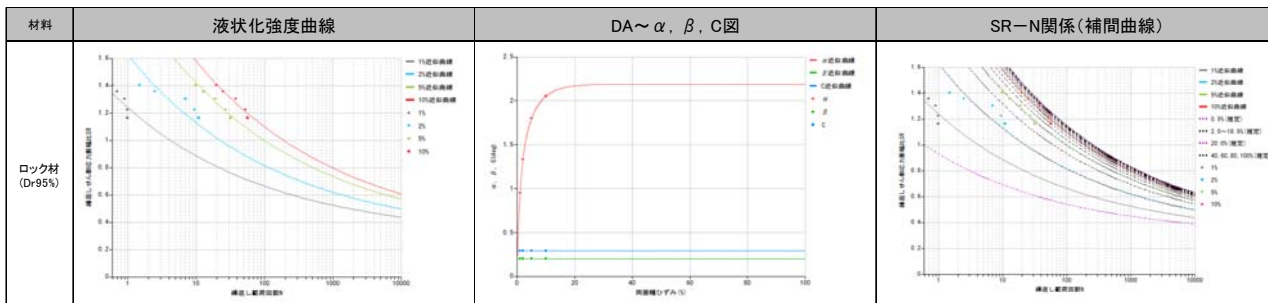
● 強度低下曲線



A1	t1	d1	A2	t2	d2
10,000	10,000	1.053	14,900	53,402	1.404

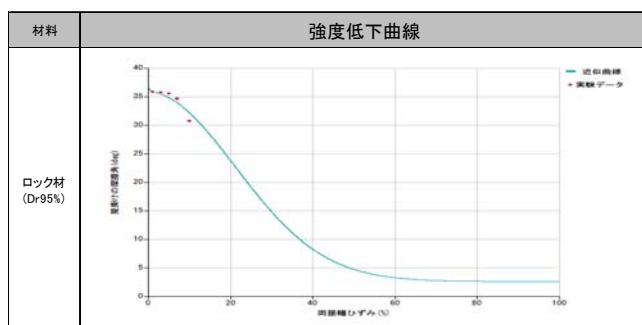
図-3.47 SR-N 関係および強度低下曲線 (ロック材 Dr90%)

● 損傷度曲線



損傷定義	ひずみ算定数							関数			
	DA=5%	A0	A1	A2	A3	A4	A5		A6	A7	
$\alpha$	1.800	0.197	0.937	1.108	1.054	4.867		0.000	0.000	0.000	指数関数1
$\beta$	0.202	0.202	0.000	0.000	0.000	0.000		0.000	0.000	0.000	多項式
C	0.290	0.290	0.000	0.000	0.000	0.000		0.000	0.000	0.000	多項式

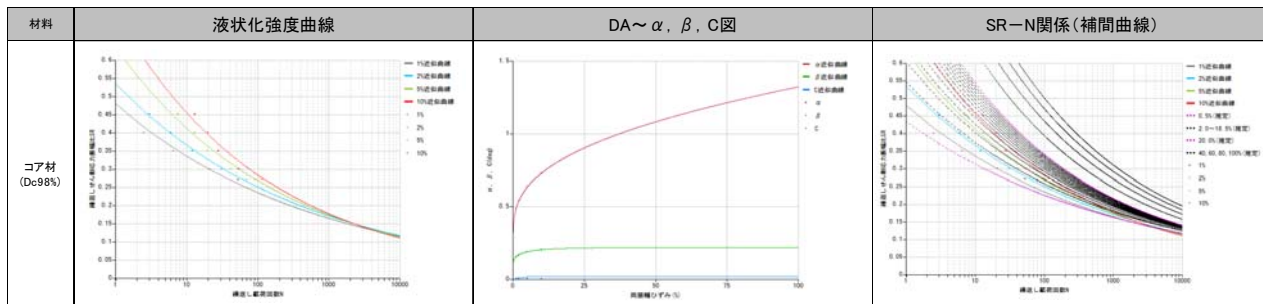
● 強度低下曲線



A1	t1	d1	A2	t2	d2
32,581	43,419	2,000	7,319	50,000	0.067

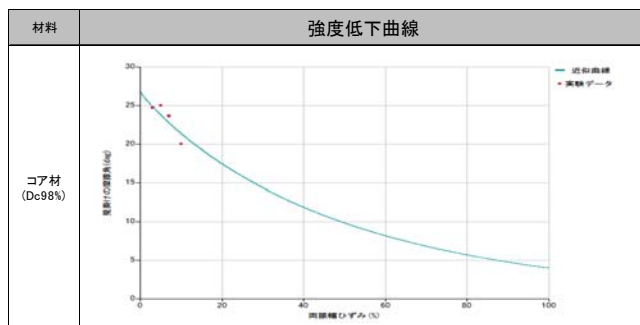
図-3.48 SR-N 関係および強度低下曲線 (ロック材 Dr95%)

● 損傷度曲線



損傷定義	ひずみ変算定数							関数		
	DA=5%	A0	A1	A2	A3	A4	A5		A6	A7
α	0.634	0.000	0.170	1.035	0.148					指数べき乗
β	0.187	0.000	0.181	1.255	0.010	0.102	3.369	0.597		指数関数2
C	0.000	0.000	0.010	5.000	3.812	0.010	1.053	5.000		指数関数2

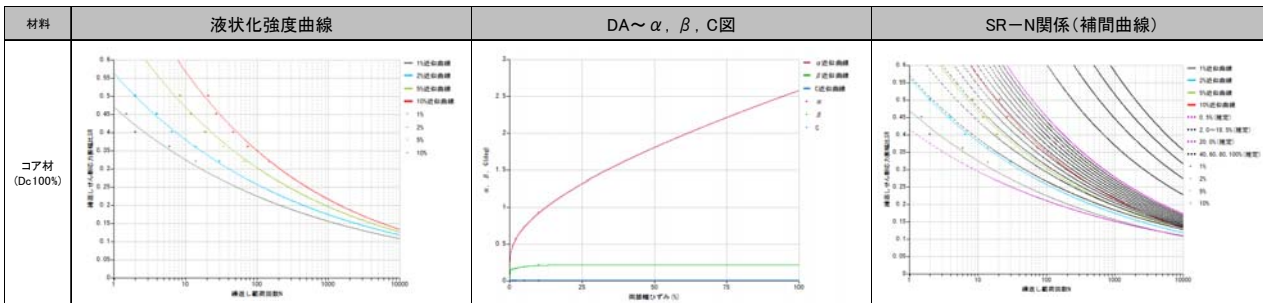
● 強度低下曲線



A1	t1	d1	A2	t2	d2
26.700	50.000	0.928	0.000	100.000	0.736

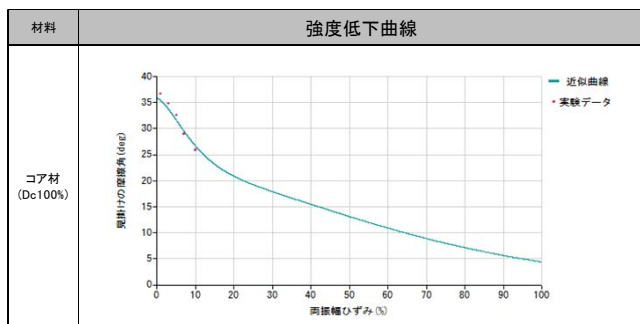
図-3.49 SR-N 関係および強度低下曲線 (コア材 Dr98%)

● 損傷度曲線



損傷定義	ひずみ変算定数							関数		
	DA=5%	A0	A1	A2	A3	A4	A5		A6	A7
α	0.728	0.000	0.135	1.253	0.186					指数べき乗
β	0.190	0.000	0.146	0.046	0.073	5.000				指数関数1
C	0.000	0.000	0.010	0.010	0.010					指数べき乗

● 強度低下曲線



A1	t1	d1	A2	t2	d2
22.879	72.657	1.568	12.921	10.000	1.486

図-3.50 SR-N 関係および強度低下曲線 (ロック材 Dr100%)



### 3.3.3 最大水平加速度 (動的解析結果)

動的解析結果について、ロックフィルダムモデルおよびアースダムモデルの最大水平加速度分布図を図-3.51～図-3.54に示す。動的解析では、入力地震動に箕面川波および七ヶ宿波を用いて、それぞれの波形で元波形1ケース、振幅を調整したケース2ケースの計3ケースを実施した。振幅の調整レベルはロックフィルダムで300gal、1000gal、アースダムで300gal、750galであるが、ここでは代表例として300galを図示した。どちらのモデルも堤体底面から天端に向かうにつれて加速度が大きくなる分布となった。

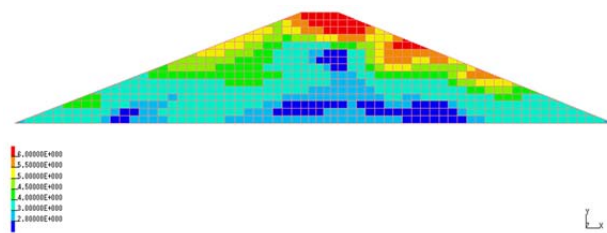


図-3.54 最大水平加速度分布図  
(ケース D-1-5 : 七ヶ宿波振幅調整 300gal)

#### (1) ロックフィルダムモデル

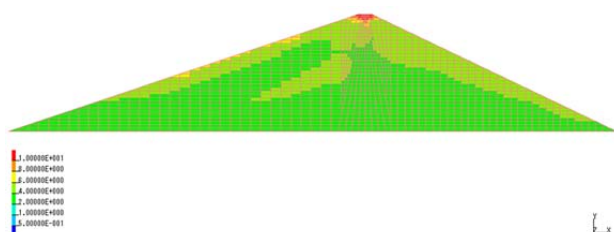


図-3.51 最大水平加速度分布図  
(ケース D-2-2 : 箕面川波振幅調整 300gal)

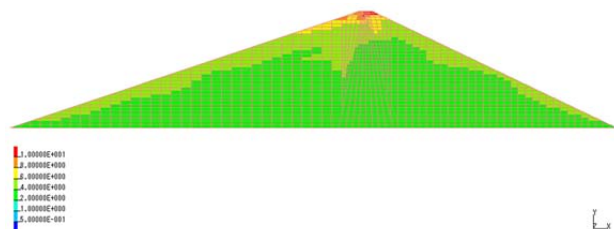


図-3.52 最大水平加速度分布図  
(ケース D-2-5 : 七ヶ宿波振幅調整 300gal)

#### (2) アースダムモデル

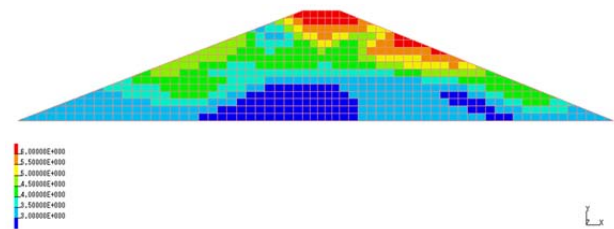


図-3.53 最大水平加速度分布図  
(ケース D-1-2 : 箕面川波振幅調整 300gal)

### 3.3.4 ロックフィルダムモデルによるすべり変形解析結果

#### (1) 最大すべり変形量

ロックフィルダムモデルにおいて各入力地震動ケースの上下流側の全すべり円弧において、最大となったすべり変形量を表-3.28に、各円弧のすべり変形量を表-3.29に示す。また、解析結果の代表例を図-3.56～図-3.58に示す。

ニューマーク法およびニューマークD法どちらも下流側ではすべり土塊の平均加速度が降伏震度に至らず、変位が発生しなかった。ニューマーク法の上流側では堤体上部の円弧で平均加速度が大きく、振幅の調整レベル1000galのすべり円弧①において最大214.8mmのすべり変位が発生した(図-3.55)。密度がゆるい(ロック材 $D_r90\%$ 、コア材 $D_c98\%$ )場合と比較して、密(ロック材 $D_r95\%$ 、コア材 $D_c100\%$ )な場合には変位が発生しなくなるか、変位量が1/2程度になった。ニューマークD法の上流側では材料の強度低下特性を考慮しているが、一部の円弧を除いて強度低下が少なく、平均加速度が降伏震度に至らないため、すべり変位が発生しなかった。

ニューマーク法およびニューマークD法による解析結果において、同一円弧の地震発生前の降伏加速度が異なるのは、せん断強度の評価方法が異なるためである。表-3.25～表-3.27に示しているとおおり、飽和部の降伏加速度の算出にニューマーク法には有効応力強度を、ニューマークD法には全応力強度を用いおり、異なる計算方法や解析プログラムを用いていることも一つの要因と考えられる。

表-3.28 ロックフィルダム最大変位量一覧

密度	地震動名	調整レベル	ニューマーク		ニューマークD	
			ケース	変位量(mm)	ニューマークD	変位量(mm)
ロック材( $D_r90\%$ ) コア材( $D_c98\%$ )	箕面川波	元波形	N-1-1	0.0	ND-1-1	0
		300gal	N-1-2	0.0	ND-1-2	0
		1000gal	N-1-3	214.8	ND-1-3	0
	七ヶ宿波	元波形	N-1-4	0.0	ND-1-4	0
		300gal	N-1-5	7.4	ND-1-5	0
		1000gal	N-1-6	9.3	ND-1-6	0
ロック材( $D_r95\%$ ) コア材( $D_c100\%$ )	箕面川波	元波形	N-1-7	0.0	ND-1-7	0
		300gal	N-1-8	0.0	ND-1-8	0
		1000gal	N-1-9	124.1	ND-1-9	0
	七ヶ宿波	元波形	N-1-10	0.0	ND-1-10	0
		300gal	N-1-11	0.3	ND-1-11	0
		1000gal	N-1-12	0.0	ND-1-12	0

表-3.29 ロックフィルダムの各円弧のすべり変形量一覧

●N-1-1				●ND-1-1				●N-1-7				●ND-1-7					
上流		すべり円弧		下流側		すべり円弧		上流		すべり円弧		下流側		すべり円弧		下流側	
No.	変位量(mm)	No.	変位量(mm)	No.	変位量(mm)	No.	変位量(mm)	No.	変位量(mm)	No.	変位量(mm)	No.	変位量(mm)	No.	変位量(mm)	No.	変位量(mm)
(1)	0.0	(1)	除外	(1)	0.0	(1)	除外	(1)	0.0	(1)	除外	(1)	0.0	(1)	除外	(1)	除外
(2)	0.0	(2)	0.0	(2)	0.0	(2)	0.0	(2)	0.0	(2)	0.0	(2)	0.0	(2)	0.0	(2)	0.0
(3)	0.0	(3)	0.0	(3)	0.0	(3)	0.0	(3)	0.0	(3)	0.0	(3)	0.0	(3)	0.0	(3)	0.0
(4)	0.0	(4)	0.0	(4)	0.0	(4)	0.0	(4)	0.0	(4)	0.0	(4)	0.0	(4)	0.0	(4)	0.0
(5)	0.0	(5)	0.0	(5)	0.0	(5)	0.0	(5)	0.0	(5)	0.0	(5)	0.0	(5)	0.0	(5)	0.0
(6)	0.0	(6)	0.0	(6)	0.0	(6)	0.0	(6)	0.0	(6)	0.0	(6)	0.0	(6)	0.0	(6)	0.0
(7)	0.0	(7)	0.0	(7)	0.0	(7)	0.0	(7)	0.0	(7)	0.0	(7)	0.0	(7)	0.0	(7)	0.0
(8)	0.0	(8)	0.0	(8)	0.0	(8)	0.0	(8)	0.0	(8)	0.0	(8)	0.0	(8)	0.0	(8)	0.0
(9)	0.0	(9)	0.0	(9)	0.0	(9)	0.0	(9)	0.0	(9)	0.0	(9)	0.0	(9)	0.0	(9)	0.0
(10)	0.0	(10)	0.0	(10)	0.0	(10)	0.0	(10)	0.0	(10)	0.0	(10)	0.0	(10)	0.0	(10)	0.0
(11)	0.0	(11)	0.0	(11)	0.0	(11)	0.0	(11)	0.0	(11)	0.0	(11)	0.0	(11)	0.0	(11)	0.0
(12)	0.0	(12)	0.0	(12)	0.0	(12)	0.0	(12)	0.0	(12)	0.0	(12)	0.0	(12)	0.0	(12)	0.0
(13)	0.0	(13)	0.0	(13)	0.0	(13)	0.0	(13)	0.0	(13)	0.0	(13)	0.0	(13)	0.0	(13)	0.0
(14)	0.0	(14)	0.0	(14)	0.0	(14)	0.0	(14)	0.0	(14)	0.0	(14)	0.0	(14)	0.0	(14)	0.0
(15)	0.0	(15)	0.0	(15)	0.0	(15)	0.0	(15)	0.0	(15)	0.0	(15)	0.0	(15)	0.0	(15)	0.0
(16)	0.0	(16)	0.0	(16)	0.0	(16)	0.0	(16)	0.0	(16)	0.0	(16)	0.0	(16)	0.0	(16)	0.0
(17)	0.0	(17)	0.0	(17)	0.0	(17)	0.0	(17)	0.0	(17)	0.0	(17)	0.0	(17)	0.0	(17)	0.0
(18)	0.0	(18)	0.0	(18)	0.0	(18)	0.0	(18)	0.0	(18)	0.0	(18)	0.0	(18)	0.0	(18)	0.0
(19)	0.0	(19)	0.0	(19)	0.0	(19)	0.0	(19)	0.0	(19)	0.0	(19)	0.0	(19)	0.0	(19)	0.0
(20)	0.0	(20)	0.0	(20)	0.0	(20)	0.0	(20)	0.0	(20)	0.0	(20)	0.0	(20)	0.0	(20)	0.0

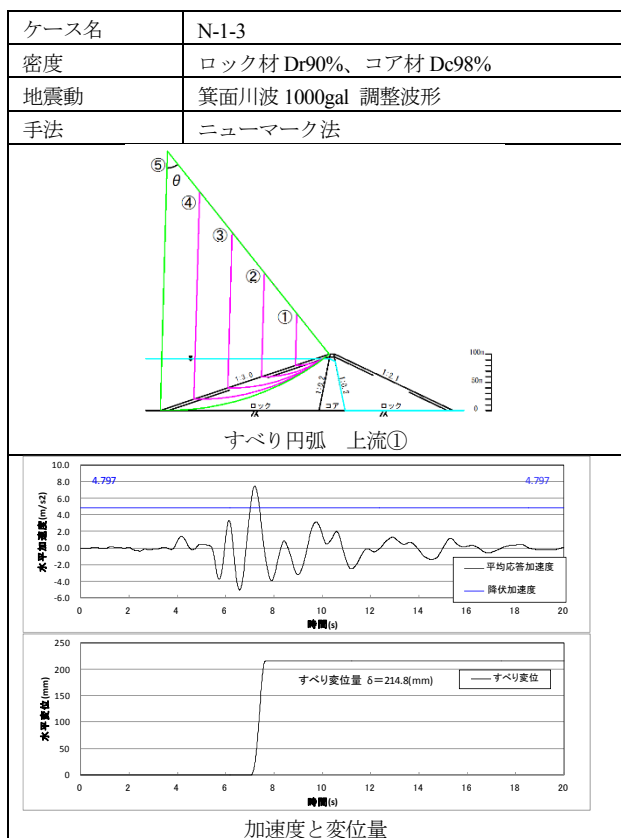


図-3.55 ニューマーク法による上流側円弧の解析結果代表例（最大すべり変形量発生ケース）

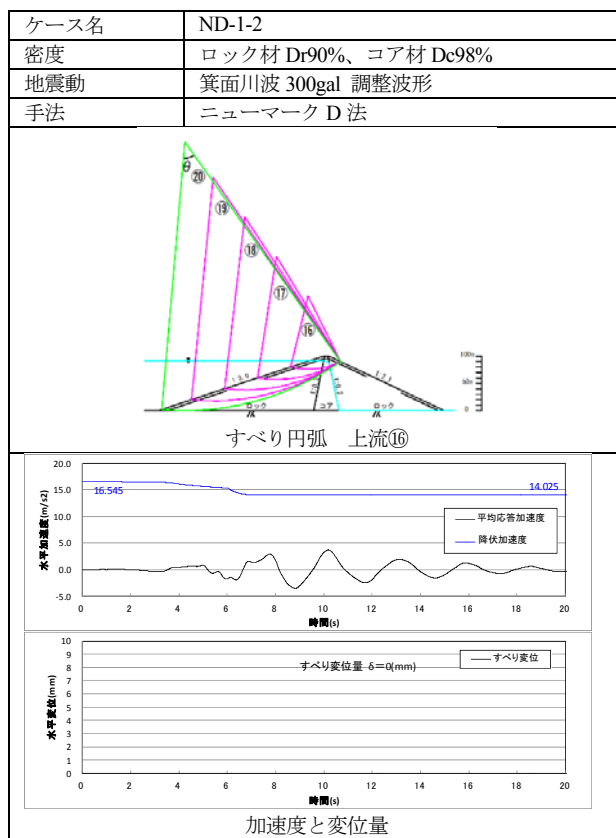


図-3.57 ニューマーク D 法による上流側円弧の解析結果代表例

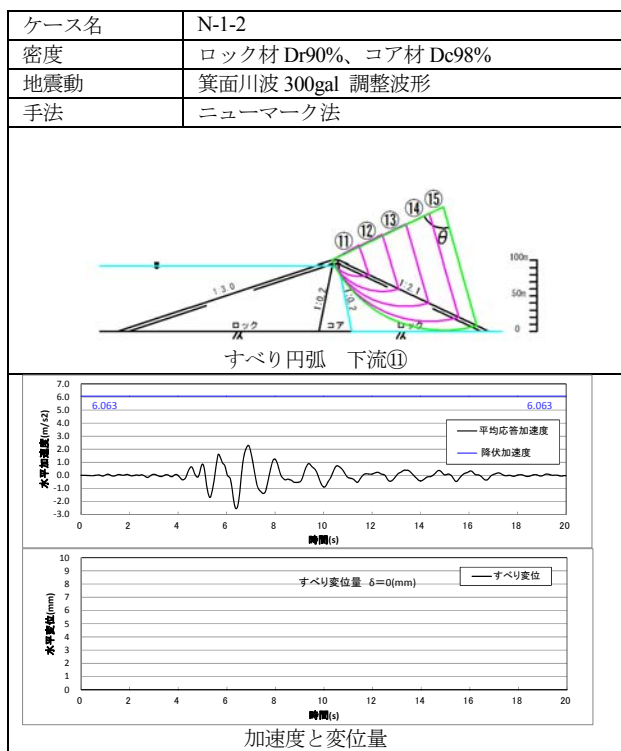


図-3.56 ニューマーク法による下流側円弧の解析結果代表例

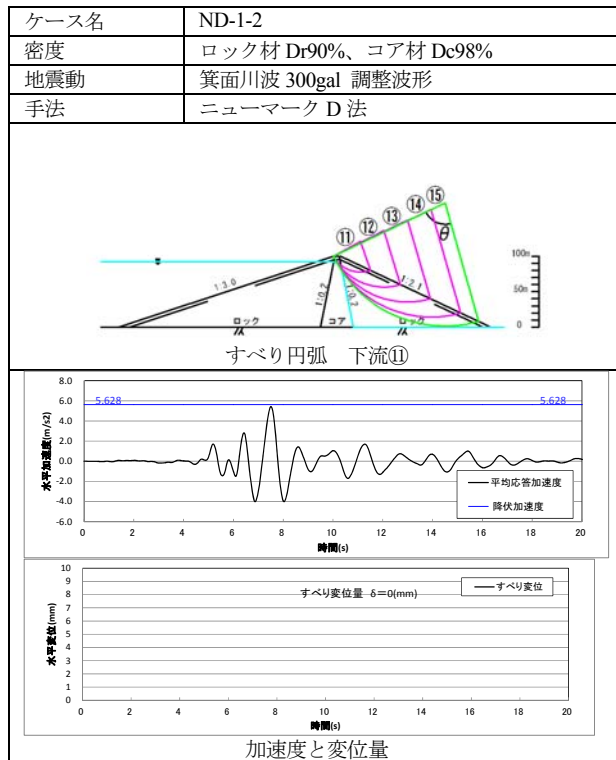


図-3.58 ニューマーク D 法による下流側円弧の解析結果代表例

(2) せん断強度の低下の影響検討

繰返しによるせん断強度の低下についてニューマークD法の解析結果により堤体の締固め度の影響と地震動の継続時間の影響について考察した。

(a) 堤体の締固め度によるすべり安定性の影響

締固め度による影響を検討するに際して、ニューマークD法は下流側では、すべり量が発生しなかったため、最小すべり安全率を用いて密度が密な条件（ロック材  $D_r95\%$ 、コア材  $D_c100\%$ ）とそれに対して相対的に密度が緩い条件（ロック材  $D_r90\%$ 、コア材  $D_c98\%$ ）とを比較した。図-3.59～図-3.62に入力地震動の振幅調整レベル300galの各条件における締固め度による最小すべり安全率を示す。図より、上流側すべりおよび下流側すべり、継続時間の長短と、どの条件においても、密度が密な条件の最小すべり安全率は、相対的に緩い密度条件よりも大きくなっており、締固め度を大きくするほどすべりに対する安全性は上がることがわかる。

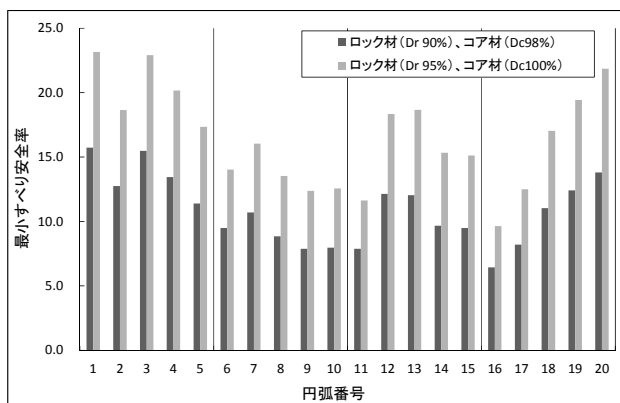


図-3.59 締固め度による最小安全率比較（ニューマークD法、上流側、箕面川波振幅レベル300gal）

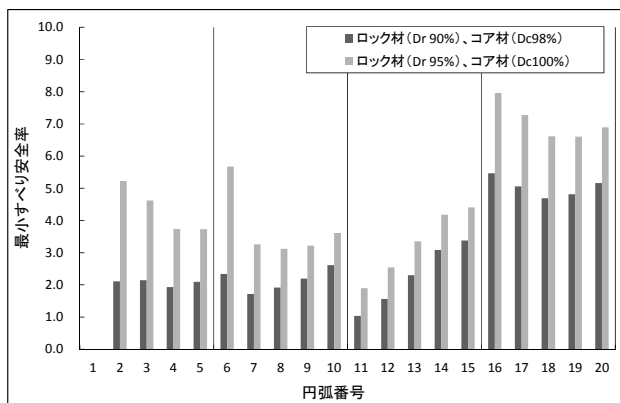


図-3.60 締固め度による最小安全率比較（ニューマークD法、下流側、箕面川波振幅レベル300gal）

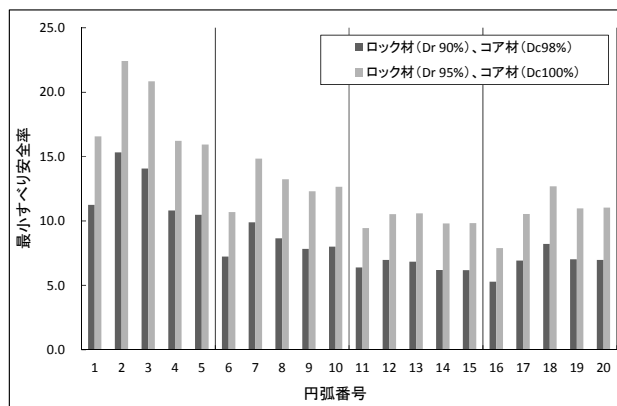


図-3.61 締固め度による最小安全率比較（ニューマークD法、上流側、七ヶ宿波振幅レベル300gal）

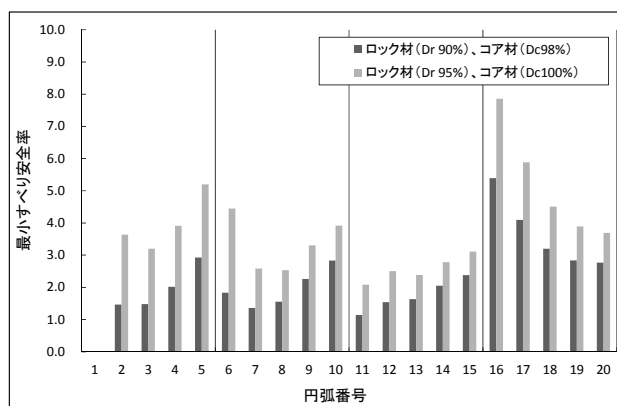


図-3.62 締固め度による最小安全率比較（ニューマークD法、下流側、七ヶ宿波振幅レベル300gal）

(b) 地震の継続時間によるすべり安定性の影響（箕面川波と七ヶ宿波）

図-3.63, 図-3.64 に地震発生直後の降伏加速度  $a_0$  から、地震動終了時までの降伏加速度  $a$  の低下率  $(a_0 - a) / a_0$  を示す。また、図-3.65, 図-3.66 にニューマーク D 法によるすべり面の強度低下状況を示す。図より、東北地方太平洋沖地震時に計測された継続時間の長い七ヶ宿波が継続時間の短い箕面川波よりも大きな低下率を示していることがわかる。また、締固め度別に見ると密な締固め条件の方が相対的に緩い締固め条件よりも降伏加速度の低下割合が小さいことがわかる。また、密な条件では、継続時間の長さに関わらず、降伏加速度の低下率が一部の円弧を除いて、ほぼ変わらない値となっている。

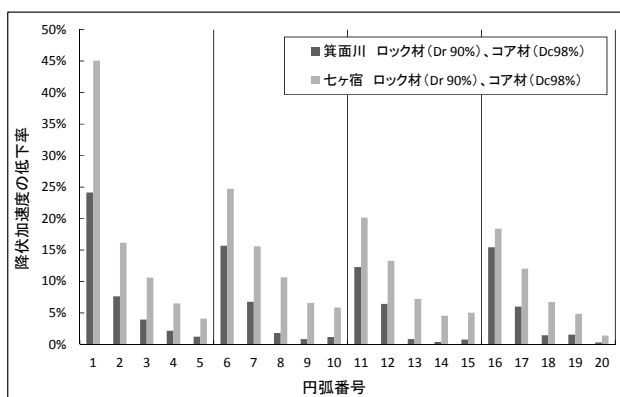


図-3.63 降伏加速度の低下率  
(ロック材 (Dr90%)、コア材 (Dc98%) )

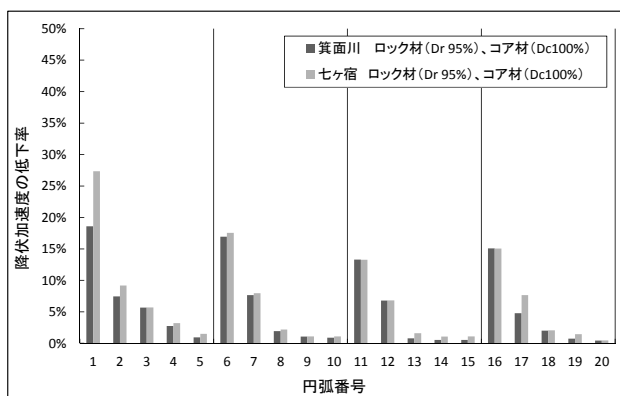
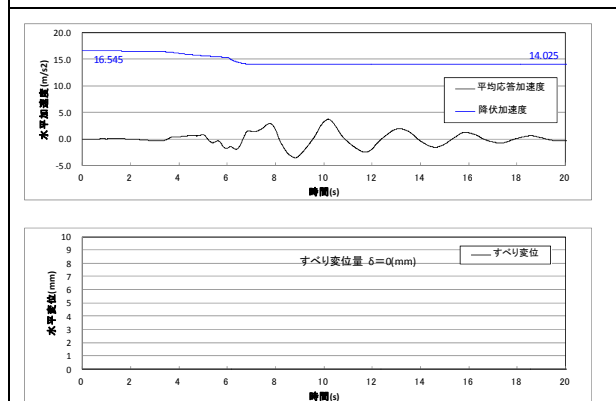
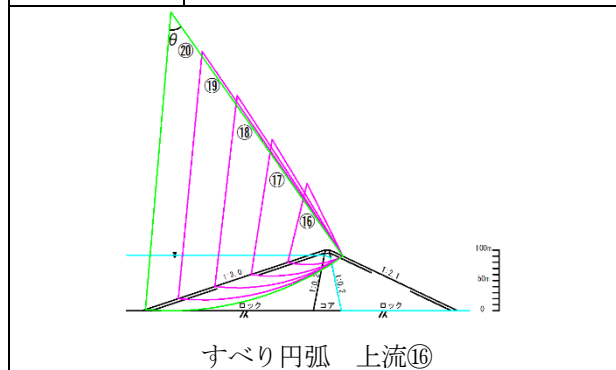
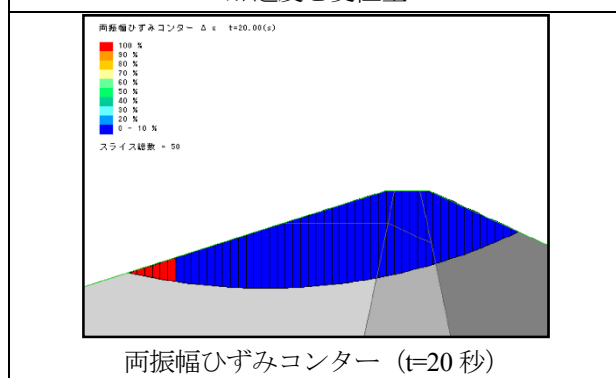


図-3.64 降伏加速度の低下率  
(ロック材 (Dr95%)、コア材 (Dc100%) )

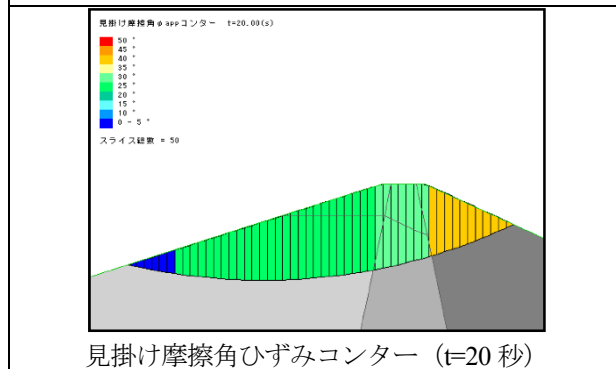
ケース名	ND-1-3
密度	ロック材 Dr90%、コア材 Dc98%
地震動	箕面川波 1000gal 調整波形
手法	ニューマーク D 法



加速度と変位量



両振幅ひずみコンター (t=20 秒)



見掛け摩擦角ひずみコンター (t=20 秒)

図-3.65 ニューマーク D 法によるすべり面の強度低下状況（箕面川波）

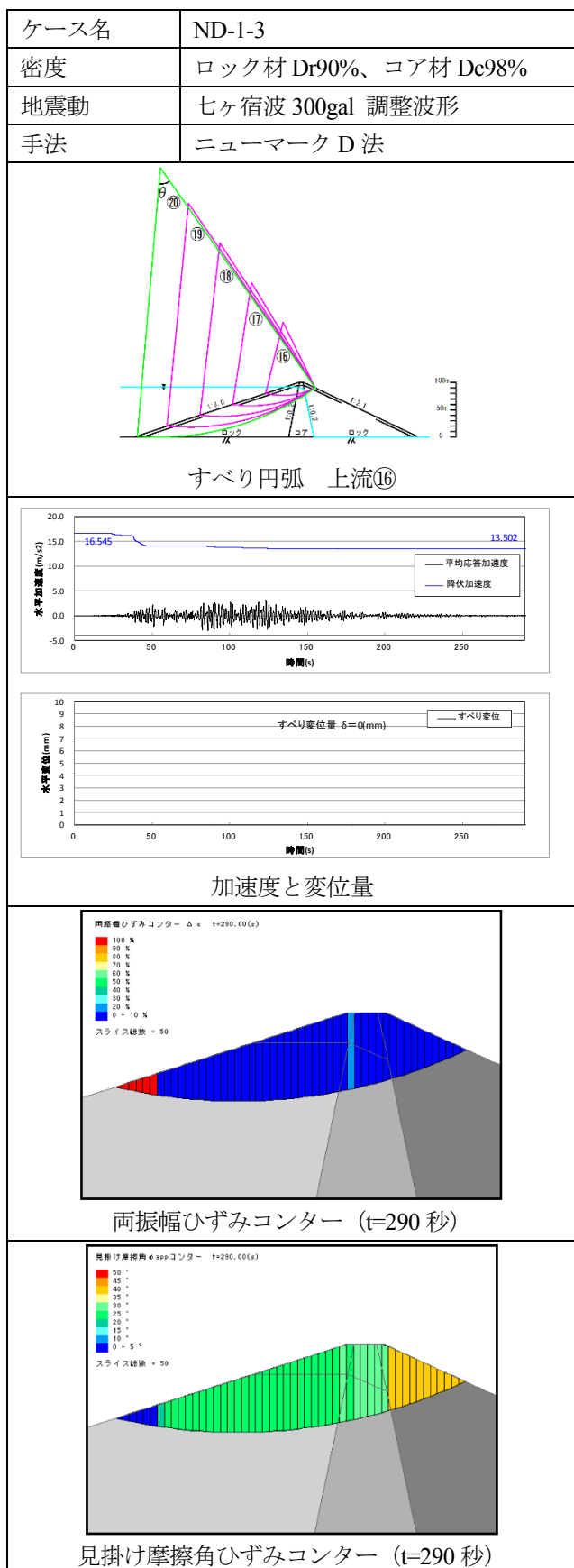


図-3.66 ニューマークD法によるすべり面の強度低下状況（七ヶ宿波）

### 3.3.5 アースダムモデルによるすべり変形解析結果

#### (1) 最大すべり変形量

アースダムモデルにおいて各入力地震動ケースの上流側の全すべり円弧において、最大となったすべり変形量を表-3.30に、各円弧のすべり変形量を表-3.31に示す。解析結果の代表例を図-3.67～図-3.70に示す。

ニューマーク法およびニューマークD法どちらも下流側では一部の円弧のみ、すべり土塊の平均加速度が降伏震度に至り、変位が発生した（下流側はニューマーク法もニューマークD法も強度低下を考慮しない）。ニューマーク法の上流側では堤体上部の円弧で平均加速度が大きく、振幅の調整レベル750galのすべり円弧⑦ニューマーク法で最大322.8mmのすべり変位が発生した。密度がゆるい（コア材Dc98%）場合と比較して、密（コア材Dc100%）な場合では変位が発生しなくなるか、変位量が1/5～1/2程度になった。ニューマークD法の上流側では材料の強度低下特性を考慮しているが、一部の円弧を除いて強度低下が少なく、平均加速度が降伏震度に至らないため、すべり変位は発生しなかった。代表的な円弧のすべり面の強度低下状況に示す。

ロックフィルダムと同様に、ニューマーク法およびニューマークD法による解析結果において、同一円弧の地震発生前の降伏加速度が異なるのは、せん断強度の評価方法が異なるためである。

表-3.30 アースダム最大変位量一覧

密度	地震動名	調整レベル	ニューマーク		ニューマークD	
			ケース	変位量(mm)	ニューマークD	変位量(mm)
コア材(Dc98%)	箕面川波	元波形	N-2-1	3.0	ND-2-1	0
		300gal	N-2-2	1.9	ND-2-2	0
		750gal	N-2-3	230.1	ND-2-3	0
	七ヶ宿波	元波形	N-2-4	0.0	ND-2-4	0
		300gal	N-2-5	66.0	ND-2-5	2.5
		750gal	N-2-6	322.8	ND-2-6	3.5
コア材(Dc100%)	箕面川波	元波形	N-2-7	0.0	ND-2-7	0
		300gal	N-2-8	0.0	ND-2-8	0
		750gal	N-2-9	120.1	ND-2-9	0
	七ヶ宿波	元波形	N-2-10	0.0	ND-2-10	0
		300gal	N-2-11	14.5	ND-2-11	0
		750gal	N-2-12	70.1	ND-2-12	0



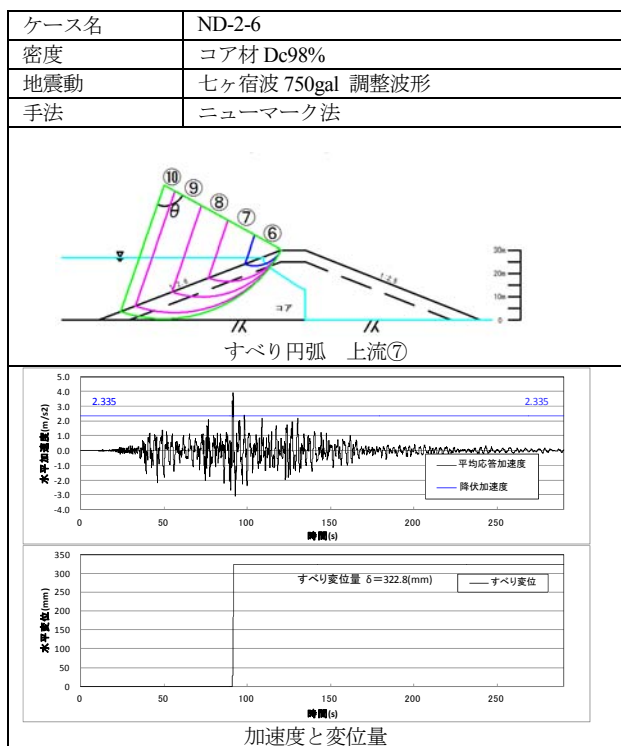


図-3.67 ニューマーク法による上流側円弧の解析結果代表例（最大すべり変形量発生ケース）

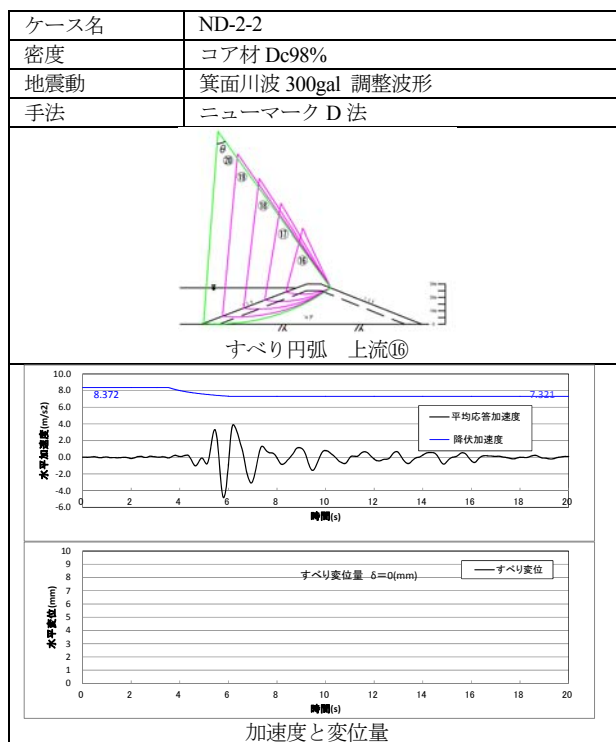


図-3.69 ニューマーク D 法による上流側円弧の解析結果代表例

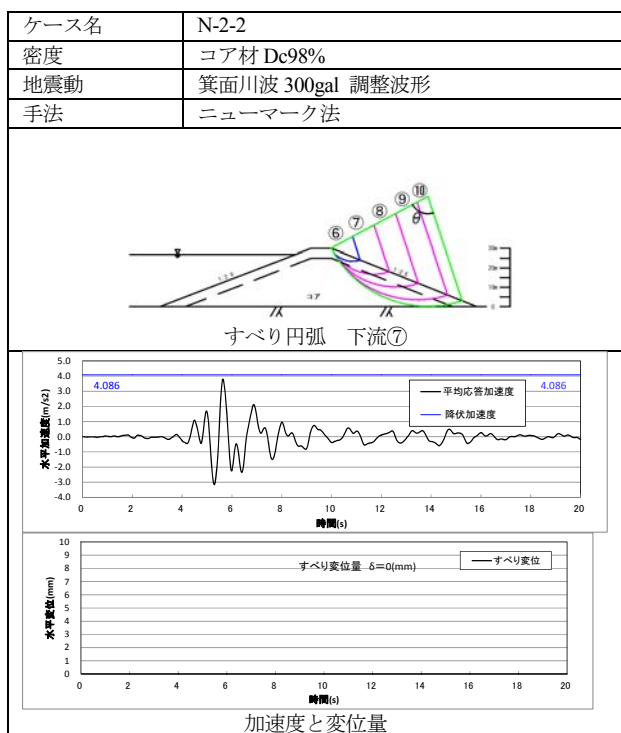


図-3.68 ニューマーク法による下流側円弧の解析結果代表例

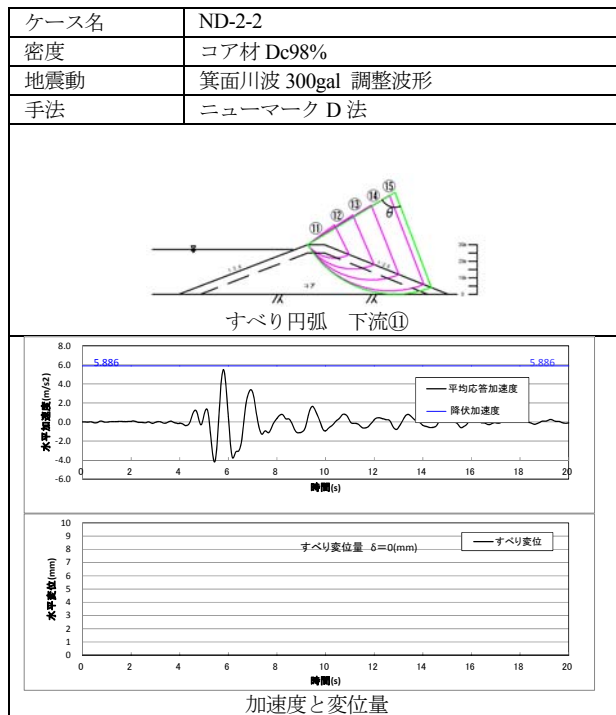


図-3.70 ニューマーク D 法による下流側円弧の解析結果代表例



(2) せん断強度の低下の影響検討

(a) 堤体の締固め度によるすべり安定性の影響

ロックフィルダムモデルと同様に、図-3.71～図-3.74 に入力地震動の振幅調整レベル 300gal の各条件における締固め度による最小すべり安全率を示す。図より、ロックフィルダムモデルと同様に上流側すべりおよび下流側すべり、継続時間の長短と、どの条件においても、密度が密な条件の最小すべり安全率は、相対的に緩い密度条件よりも大きくなっており、締固め度を大きくするほどすべりに対する安全性は上がることがわかる。

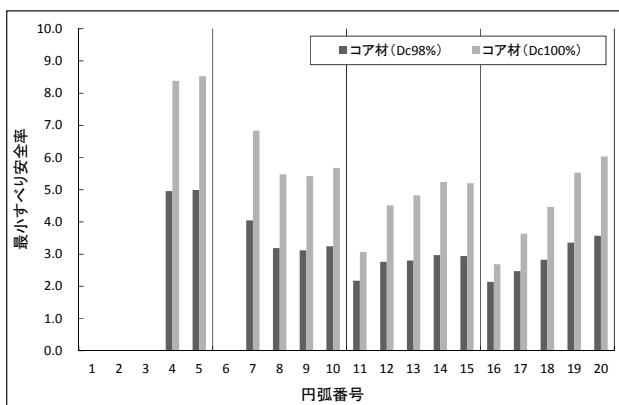


図-3.71 締固め度による最小安全率比較（ニューマーク D 法、上流側、箕面川波振幅レベル 300gal）

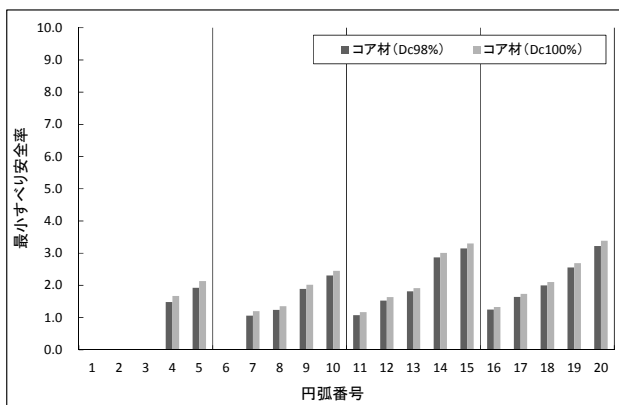


図-3.72 締固め度による最小安全率比較（ニューマーク D 法、下流側、箕面川波振幅レベル 300gal）

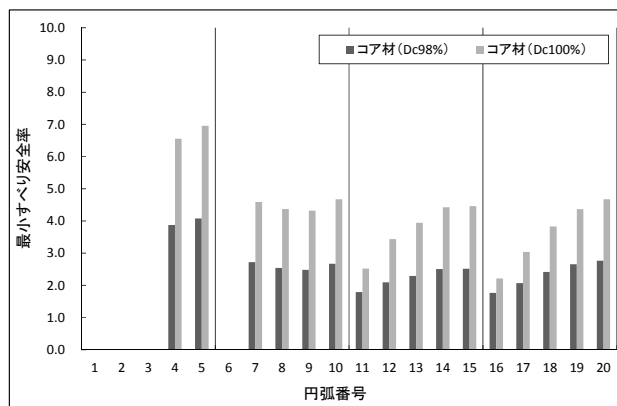


図-3.73 締固め度による最小安全率比較（ニューマーク D 法、上流側、七ヶ宿波振幅レベル 300gal）

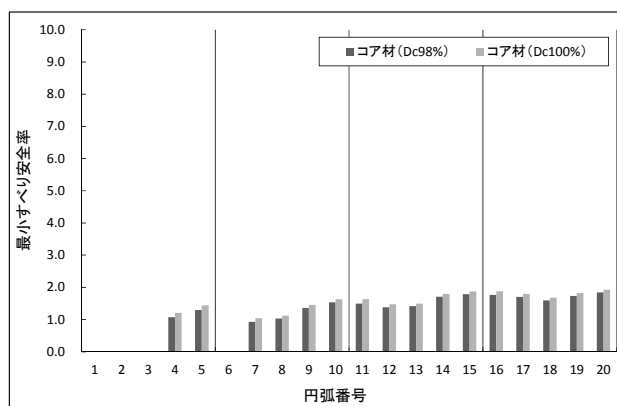


図-3.74 締固め度による最小安全率比較（ニューマーク D 法、下流側、七ヶ宿波振幅レベル 300gal）

(b) 地震の継続時間によるすべり安定性の影響（箕面川波と七ヶ宿波）

図-3.75、図-3.76に地震発生直後の降伏加速度  $\alpha_0$  から、地震動終了時までの降伏加速度  $\alpha$  の低下率  $(\alpha_0 - \alpha) / \alpha_0$  を示す。また、図-3.77、図-3.78にニューマークD法によるすべり面の強度低下状況を示す。図より、東北地方太平洋沖地震時に計測された継続時間の長い七ヶ宿波が継続時間の短い箕面川波よりも大きな低下率を示していることがわかる。また、締固め度別に見ると密な締固め条件の方が相対的に緩い締固め条件よりも降伏加速度の低下割合が小さくなることがわかる。

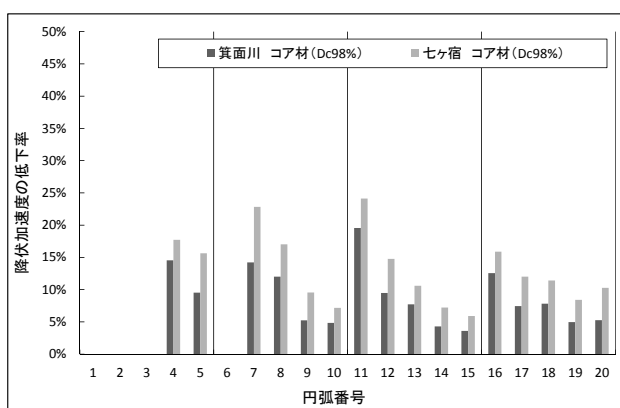


図-3.75 降伏加速度の低下率（コア材（Dc98%））

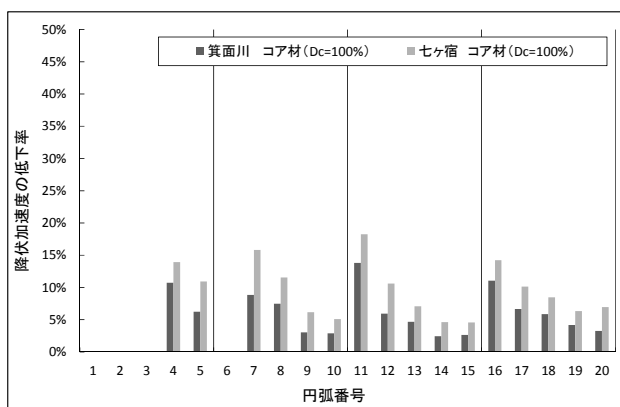
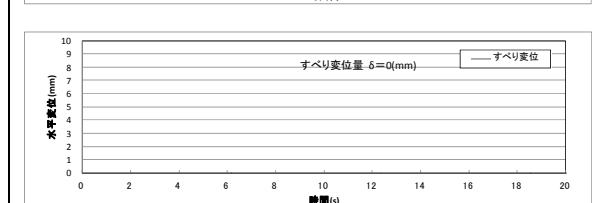
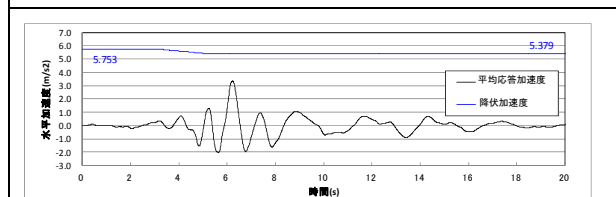
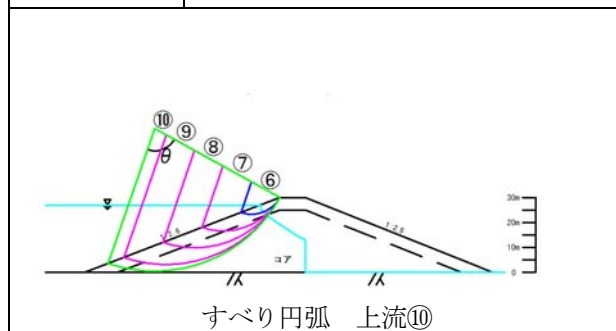
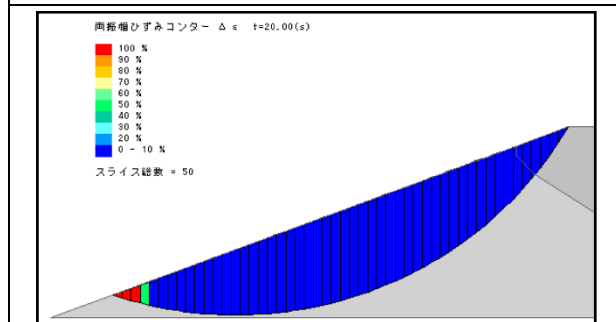


図-3.76 降伏加速度の低下率（コア材（Dc100%））

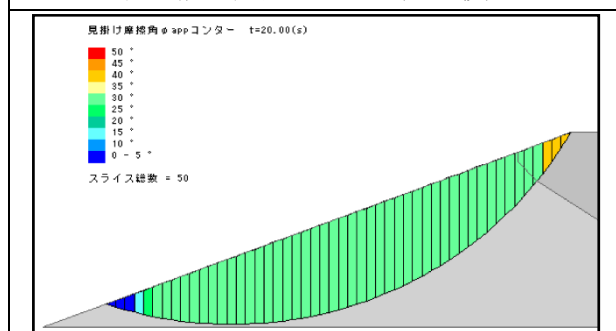
ケース名	ND-1-3
密度	コア材 Dc98%
地震動	箕面川波 750gal 調整波形
手法	ニューマークD法



加速度と変位量



両振幅ひずみカウンター (t=20秒)



見掛け摩擦角ひずみカウンター (t=20秒)

図-3.77 ニューマークD法によるすべり面の強度低下状況（箕面川波）

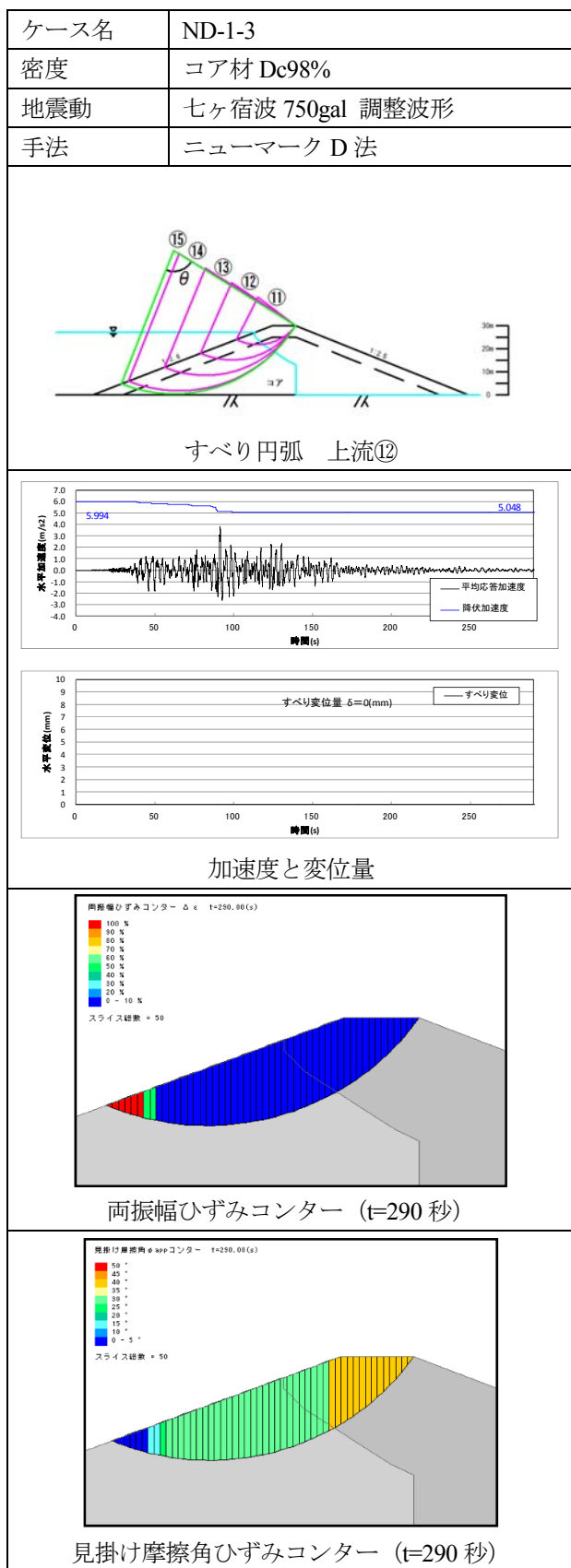


図-3.78 ニューマークD法によるすべり面の強度低下状況（七ヶ宿波）

#### 4. まとめ

フィルダムの築堤材料を用いて室内試験を実施し、コア材およびロック材の締固め度の違いによる繰返し強度低下の影響を比較した。次に、試験結果により設定した締固め度別の強度低下曲線を用い、繰返し荷重による強度低下を考慮したニューマークD法と従来法であるニューマーク法を用いて、アースダムモデルおよびロックフィルダムモデルにおける両者のすべり変形量へ与える影響を検討し、併せて入力地震動の継続時間による影響を検討した。

以下に得られた結果を示す。

#### 純単調載荷試験

- ①ロック材を対象に、相対密度を変えて単調載荷試験（CD条件）を実施した結果、相対密度が大きいほど、排水せん断強度が大きくなる傾向が得られた。
- ②ロック材、コア材を対象に、密度（締固め度、相対密度）を変えて単調載荷試験（CU条件）を実施した結果、どちらの材料も密度が増加すると非排水せん断強度が増加する傾向が得られた。

#### 繰返し載荷+単調載荷試験

- ①全試料とも、繰返し載荷に伴う強度低下が確認され、DA=10%で20~30%程度強度が低下することが分かった。
- ②液状化強度比の大きいロック材 ( $D_r=95\%$ ) は、損傷ひずみが小さい間は大きな強度低下が生じるが、損傷ひずみが大きくなると強度低下が小さくなる傾向が見られた。
- ③ロック材については、密度が高いほど、損傷ひずみの増加に伴う強度低下率が小さくなる傾向が見られた。コア材については、密度と強度低下傾向に顕著な差は見られなかった。
- ④DA=10%以上の損傷ひずみが発生した際は、試験結果を外挿することになるため、DA=10%以上の強度の推定方法や試験方法を検討する必要がある。

**ロックフィルダムモデルによるすべり変形解析**

- ①下流側ではすべり土塊の平均加速度が降伏震度に至らず、変位が発生しなかった。上流側では堤体上部の円弧で平均加速度が大きく、ニューマーク法で変位が最大 214.8mm のすべり変位が発生した。密度がゆるい（ロック材  $D_r$ 90%、コア材  $D_c$ 98%）場合と比較して、密（ロック材  $D_r$ 95%、コア材  $D_c$ 100%）な場合では変位が発生しなくなるか、変位量が 1/2 程度になった。
- ②上流側ではニューマーク D 法による材料の強度低下特性を考慮しているが、今回のケースにおいては一部の円弧を除いては強度低下が少なく、すべり変位の発生には至らなかった。
- ③ニューマーク法およびニューマーク D 法どちらの場合においても締固め度が大ききほどすべりに対する安全性は上昇する。
- ④継続時間の長い地震動は、継続時間の短い地震動よりも降伏加速度の低下率が大きい。

**アースダムによるすべり変形解析**

- ①下流側ではすべり土塊の平均加速度が降伏震度に至らず、一部の円弧のみ変位が発生した（下流側はニューマーク法もニューマーク D 法も強度低下を考慮しない）。上流側では堤体上部の円弧で平均加速度が大きく、ニューマーク法で最大 322.8mm のすべり変位が発生した。密度がゆるい（コア材  $D_c$ 98%）場合と比較して、密（コア材  $D_c$ 100%）な場合では変位が発生しなくなるか、変位量が 1/5～1/2 程度になった。
- ②上流側ではニューマーク D 法による材料の強度低下特性を考慮しているが、今回のケースにおいては、強度低下は発生するものの、すべり変位の発生には至らない。
- ③ニューマーク法およびニューマーク D 法どちらの場合においても締固め度が大ききほどすべりに対する安全性は上昇する。
- ④継続時間の長い地震動は、継続時間の短い地震動よりも降伏加速度の低下率が大きい。

**参考文献**

- 1) 国土交通省河川局：大規模地震に対するダム耐震性能照査指針（案），2005.3
- 2) 龍岡文夫ら：非排水繰返し載荷による強度低下とひずみ軟化を考慮したニューマーク法による地震時斜面残留変位推定，2014年5月14日(水)，15日(木)，「地盤工学会特別シンポジウム—東日本大震災を乗り越えて—」
- 3) 山口嘉一，富田尚樹，水原道法，ロックフィルダムの地

震時すべり変形量に関する検討，ダム工学 15(2)，p120-136,2005

- 4) 沢田義博，高橋 忠，桜井彰雄，矢島 浩：ロックフィルダムの物性値分布特性および堤体の動的特性—弾性波動に基づく考察—，電力中央研究所報告，研究報告 No.377008，pp.67-68，1977

## RESEARCH ON RATIONALIZATION AND IMPROVEMENT OF DESIGN AND SEISMIC PERFORMANCE EVALUATION OF FILLDAMS

**Budgeted** : Grants for operating expenses  
General account

**Research Period** : FY2011-2015

**Research Team** : Hydraulic Engineering Research  
Group(Dam and Appurtenant  
Structures Research Team)

**Author** : ENOMURA Yasufumi  
FUJITA Masashi

**Abstract:** Recently in Japan, rationalization of design and construction or cost reduction has strongly requested. In this research, for rationalization of design and seismic performance evaluation of rockfill dams, we proposed seismic coefficients for modified seismic coefficient method considering recent observed seismic records last year. We also research effects of seismic motions with long duration on seismic performance of filldams.

In fiscal year 2015, we investigated the effects of seismic motions with long and short durations and strength reduction due to cyclic undrained loading during earthquake on differences of sliding deformations of rockfill dam. And we conducted the sliding deformation analysis based on Newmark method and Watanabe-Baba method proposed simple seismic performance evaluation method by estimating the sliding deformation that assumed the maximum acceleration of input seismic motion and the shear strength of rock materials as variable.

**Key words:** filldam, design, seismic performance evaluation