

3.5 大規模地震時におけるフィルダムの沈下量の評価方法に関する研究

研究予算：運営費交付金（一般勘定）

研究期間：平 20～平 22

担当チーム：水工研究グループ（ダム構造物）

研究担当者：山口嘉一、佐藤弘行、坂本博紀

【要旨】

「大規模地震に対するダム耐震性能照査指針（案）（2005年3月、国土交通省河川局）」では、フィルダムの耐震性能はすべり変形量をもとに評価することを基本としている。これは、地震動による揺すり込み沈下は圧密沈下量の先取り程度であり、すべり変形量に対して小さく、問題とならないとの判断に基づいている。しかし近年、地震時においてすべりを伴わない大きな沈下の発生が確認されており、地震時における揺すり込み沈下に対する検討の必要性が高まっている。本研究では、種々の条件下におけるフィルダム材料の動的強度特性を室内試験結果より明らかにするとともに、その結果を踏まえたフィルダムのすべり変形解析・累積損傷解析を実施し、実際のダムの挙動を再現することにより、大規模地震時におけるフィルダム沈下量の評価方法について提案することを目的とする。

最終年度である平成 22 年度は、堤高 100m の中央土質遮水壁型ロックフィルダムモデル（以下、ECRD と呼ぶ）を対象に静的、動的解析を行い、地震時の堤体内部の応力状態を推定し、得られた応力から累積損傷解析に用いる繰返しせん断応力比 SR_d を適切に算出する方法を検討した。さらに、平成 20 年 6 月 14 日に発生した岩手・宮城内陸地震時に、すべりを伴わない比較的大きな沈下が発生した石淵ダム（コンクリート表面遮水壁型ロックフィルダム（以下、CFRD と呼ぶ））と A ダム（ECRD）を対象に、累積損傷解析を用いた再現解析を実施し、地震時の沈下挙動が精度よく再現できていることを確認した。

キーワード：ロックフィルダム、大規模地震、耐震性能、すべり変形、累積損傷理論

1. はじめに

「大規模地震に対するダム耐震性能照査指針（案）（2005年3月、国土交通省河川局）¹⁾」（以下、指針（案）と呼ぶ）では、フィルダムの耐震性能はすべり変形量をもとに照査することを基本としている。これは、大規模地震時の揺すり込み沈下量は圧密沈下量の先取り程度であり²⁾、すべり変形量よりも小さいという判断に基づいている。しかし、2004年の新潟県中越地震時に被害を受けたロックフィルダムの事後調査により、すべりを伴わない大きな沈下の発生した事例が明らかとなった³⁾。そのため、現在指針（案）で基本としているすべり変形解析以外の揺すり込み沈下解析などについても、その入力物性の設定や解析方法について検討を行い、より精度の高いフィルダムの耐震性能照査手法を確立する必要がある。本研究では、フィルダム堤体材料を用いて締固め度や飽和・不飽和条件等を変化させた動的強度試験を行い、それら諸条件が動的強度特性に与える影響を明らかにする。また、それらの結果を踏まえ、フィルダムのすべり変形解析や累積損傷解析を実施するとともに、実際のダムの大規模地震

時における沈下挙動を再現することで、大規模地震時におけるフィルダムの沈下量の評価方法について提案を行う。

平成 20 年度は、種々の条件下において、ECRD および CFRD のすべり変形解析と累積損傷解析を実施し、それぞれの条件がすべり変形量や揺すり込み沈下量に与える影響を検討するとともに、累積損傷解析による変形形状が、実際のダムの大規模地震時の変形形状をよく再現できていることを確認した。

平成 21 年度は、平均有効応力や飽和・不飽和条件を変化させて行われた動的強度試験結果を整理し、それらの条件が動的強度特性に与える影響を評価した。また、試験結果から得られた動的強度特性を用いて揺すり込み沈下量を算出し、各条件が揺すり込み沈下量に与える影響について考察した。さらに、密度のばらつきは強度や変形性のばらつきに影響を与えることから、まずは密度のばらつきを把握するため、現在建設中の ECRD において締固め層内の上層と下層の原位置密度試験を行い、密度のばらつきについての考察を行った。

最終年度である平成22年度は、堤高100mのECRDを対象に静的、動的解析を行い、地震時の堤体内部の応力状態を推定し、得られた応力から累積損傷解析に用いる繰返しせん断応力比 SR_d を適切に算出する方法を検討した。さらに、平成20年6月14日に発生した岩手・宮城内陸地震時に、すべりを伴わない比較的大きな沈下が発生した石淵ダム(CFRD)とAダム(ECRD)を対象に、累積損傷解析を用いた再現解析を実施し、地震時の沈下挙動が精度よく再現できていることを確認した。

2. モデルダムを対象としたロックフィルダムへの累積損傷解析の適用性の検討

著者らは、ロックフィルダムの揺すり込み沈下を再現するための手法として、累積損傷解析の適用性について検討してきた。累積損傷解析では、地震時に堤体に作用する不規則な荷重により発生した応力に基づき、繰返しせん断応力比（以下、 SR_d と呼ぶ）を定義する必要がある。本研究では、堤高100mのECRDモデルを対象に静的、動的解析を行い、地震時の堤体内部の応力状態を推定し、得られた応力から SR_d を算出する方法を検討する。

2.1 検討手法の概要

2.1.1 静的・動的解析

本研究では、築堤解析および湛水解析により堤体内の静的応力分布を算出し、これを初期応力とした動的解析を行い、地震時の堤体応答を求めた⁴⁾。築堤解析は、Duncan-Changモデルによる盛立過程を考慮した非線形弾性解析とした。湛水解析は、コアゾーンのみを対象とした浸透流解析を行い、その結果と築堤解析の結果を組み合わせることで湛水時の応力を求める方法とした。動的解析には等価線形化法による複素応答解析を用いており、堤体のみをモデル化し底面境界を固定境界としている。

2.1.2 累積損傷解析

累積損傷解析は、地震による永久変位が繰返し応力の作用により発生する残留ひずみに起因するという考えに基づいている。解析フロー⁵⁾を図-1に示す。

ここで、繰返しせん断応力比 SR_d は、動的解析により得られる動的せん断応力 τ_d と、静的解析により得られる平均有効応力 σ_m' との比として定義される。

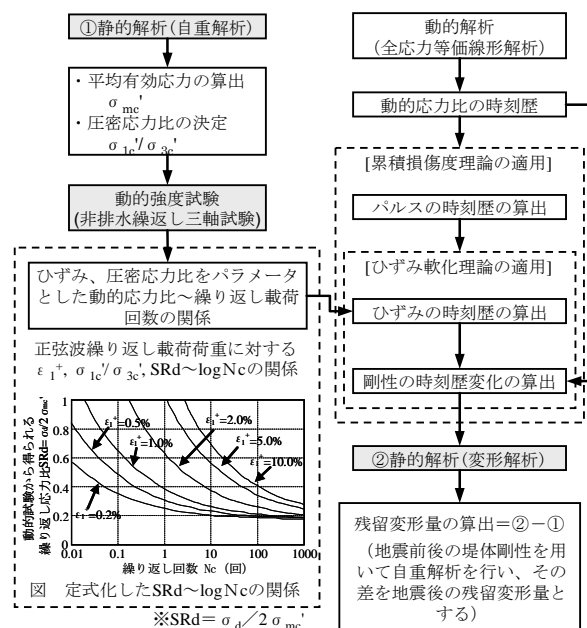


図-1 累積損傷解析の流れ⁵⁾

本検討では、動的せん断応力比 SR_d は、以下に示す2通りの考えに基づき算出し、残留変形量の実測値に対する再現性を比較する。

(1) 地震時のせん断応力の常時からの増減により定義する方法⁶⁾ (式(1))

地震時のせん断応力 $(\sigma_1 - \sigma_3) / 2 \sigma_m'$ の、常時のせん断応力 $(\sigma_{1s} - \sigma_{3s}) / 2 \sigma_m'$ からの増減を動的せん断応力比 SR_d と定義する (図-2(b)参照)。

$$SR_d = (\sigma_1 - \sigma_3) / 2 \sigma_m' - (\sigma_{1s} - \sigma_{3s}) / 2 \sigma_m' \quad (1)$$

ここに、 SR_d : 繰返しせん断応力比、 σ_1, σ_3 : 地震時の主応力(静的+動的)、 σ_{1s}, σ_{3s} : 常時の主応力、 σ_m' : 常時の平均有効応力である。

(2) せん断応力が卓越する軸沿いのせん断応力を採用する方法 (式(2))

地震時の増分応力における τ_{xyd} / σ_m' と $(\sigma_{xd} - \sigma_{yd}) / 2 \sigma_m'$ の比に着目し、せん断応力が最も卓越する軸を要素ごとに設定する (図-2(c)参照)。

$$SR_d = \{ (\sigma_{xd} - \sigma_{yd}) / 2 \sigma_m' \} \cdot \sin 2\beta + (\tau_{xyd} / 2 \sigma_m') \cdot \cos 2\beta \quad (2)$$

ここに、 $\sigma_{xd}, \sigma_{yd}, \tau_{xyd}$: 動的増分応力、 β : せん断が最も卓越する軸と鉛直方向(y軸)のなす角である。

なお、本検討に用いる動的強度特性は、ロック材料に対する繰返し三軸試験により求めている。本試験において、繰返しせん断応力比は、主応力軸の反転の有

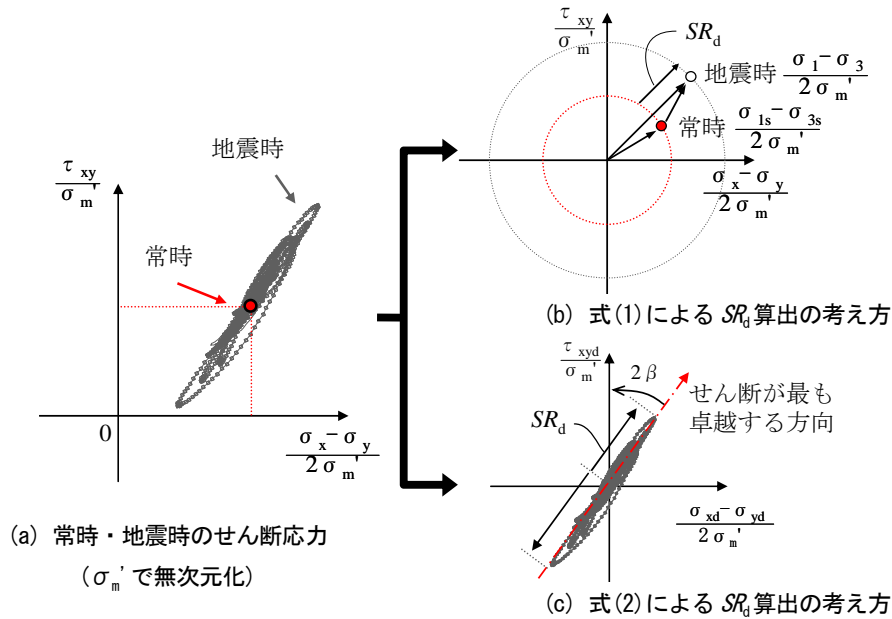


図-2 式(1), (2)による SR_d 算出の考え方

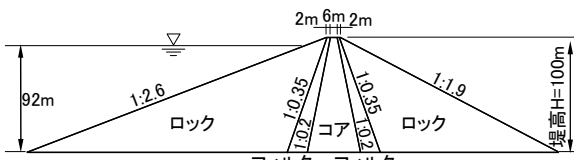


図-3 解析モデル

無に関わらず軸方向応力の振幅より算出されており、せん断応力比の算出方法は、動的増分応力のみを用いる式(2)に近いと考える。

2.2 解析条件

2.2.1 解析モデル

解析モデルを図-3に示す。モデルダムは堤高100m、天端幅10mのECRDであり、コアゾーンの上下流面勾配は1:0.2、フィルタゾーンの上下流面勾配は1:0.35とした。ロックゾーンは上流面勾配を1:2.6、下流面勾配を1:1.9とした。貯水位は、一般的なロックフィルダムの常時満水位を想定し、92mとした。

2.2.2 解析物性値

本検討では、建設中の中央土質遮水壁型ロックフィルダムであるAダムの堤体材料に対する試験結果を基に設定した(物性A)。ただし、密度については、その解析結果に与える影響は小さいと考え、平成20年度、21年度の研究における物性T⁷⁾のそれを物性Aにも与えている。

(1) 築堤・湛水解析

表-1に築堤解析に用いる物性値を示す。基礎地盤の弾性係数およびポアソン比は、C_M級岩盤を想定して設定した。浸透流解析に用いるコア材料の透水係数は $1.0 \times 10^{-6} \text{cm/s}$ とした。

(2) 動的解析

表-2に等価線形化法による動的解析に用いる物性値を示す。なお、本研究の等価線形化法による動的解析は堤体のみをモデル化しているため、基礎地盤でのエネルギー逸散を等価逸散減衰率として、材料減衰率に一律10%を上乗せした。

入力地震動は、兵庫県南部地震時に観測された権現波を原波とし、その上下流方向の加速度の最大値が720gal⁸⁾となるように振幅のみを引き伸ばし、鉛直方向

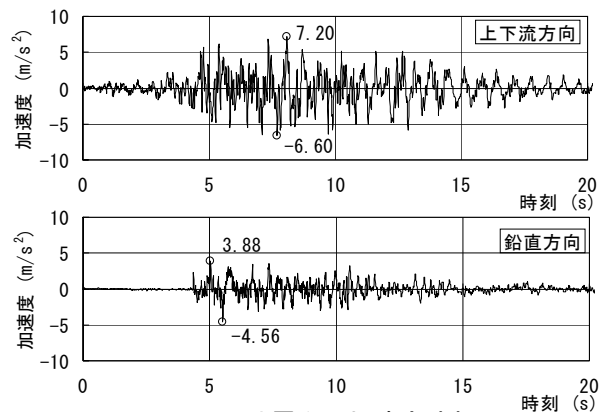


図-4 入力地震動の加速度時刻歴 (下流、上方が正)

表-1 築堤解析に用いた物性値

ゾーン名	密度 (g/cm ³)		弾性係数			ポアソン比			強度	
	湿潤 ρ _t	飽和 ρ _{sat}	k	n	R _f	G	F	D	c (kN/m ²)	φ (°)
コア	1.99	2.06	256	0.564	0.785	0.228	0.100	8.30	15.2	36.0
フィルタ	2.06	2.23	997	0.317	1.042	0.433	0.344	7.21	23.5	37.0
ロック	2.07	2.36	1130	0.131	0.744	0.343	0.183	10.68	64.7	41.5
基礎岩盤	-	-	1255 (MPa)			0.2			-	-

表-2 等価線形解析に用いた物性値

ゾーン名	飽和条件	初期せん断剛性 G ₀ (MPa) ^{*1)}	ひずみ依存特性 ^{*2)}		ポアソン比 ν ^{*3)}
			γ _r	h _{max} (%)	
コア	不飽和	294.879 σ _m ^{0.444}	1.06 × 10 ⁻³	18.0	沢田式
	飽和	334.891 σ _m ^{0.496}	6.52 × 10 ⁻⁴	15.6	
フィルタ	不飽和	628.347 σ _m ^{0.665}	4.74 × 10 ⁻⁴	15.6	
	飽和	523.434 σ _m ^{0.580}	4.20 × 10 ⁻⁴	16.4	
ロック	不飽和	737.070 σ _m ^{0.680}	4.80 × 10 ⁻⁴	14.0	
	飽和	474.474 σ _m ^{0.479}	4.45 × 10 ⁻⁴	13.9	

*1) σ_m: 湛水時の平均有効応力 σ_m=(1+ν)·(σ₁+σ₃)/3

*2) G/G₀=1/(1+γ/γ_r), h=h_{max}(1-G/G₀)

*3) ν=0.450-0.006Z^{0.60}: コア材料、ν=0.375-0.006Z^{0.58}: フィルタ・ロック材料(浸潤面以浅)、ν=0.490-0.001Z^{0.95}: フィルタ・ロック材料(浸潤面以深)、Z: 堤体表面からの深度(m)

も上下流方向の倍率に合わせて振幅のみを引き伸ばしたものをを用いた。図-4に入力地震動の加速度時刻歴を示す。

図-5および表-3に、各材料における動的強度特性と、定式化した累積ひずみ特性の近似式を示す。

2.3 ECRDの地震時の応力状態の検討

図-6に堤体内各箇所における、常時の平均有効応力 σ_m'で正規化したせん断応力 τ_{xy}/σ_m'と偏差応力(σ_x-

σ_y)/2σ_m'の関係の時刻歴を示す。図中の円は、常時のせん断応力比(σ_{1s}-σ_{3s})/2σ_m'が一定となる円である。地震による増分応力 τ_{xyd}/σ_m'、(σ_{xd}-σ_{yd})/2σ_m'は、常時の応力を原点とした相対位置で表される。

地震による増分応力に着目すると、τ_{xyd}/σ_m'と(σ_{xd}-σ_{yd})/2σ_m'は、時々刻々ではばらつきはあるが、地震中においてある程度一定の比を保って変動しており、地震時にせん断の卓越する軸が存在することがわかる。これは、石原ら⁹⁾によるアースダムを対象とした動的解

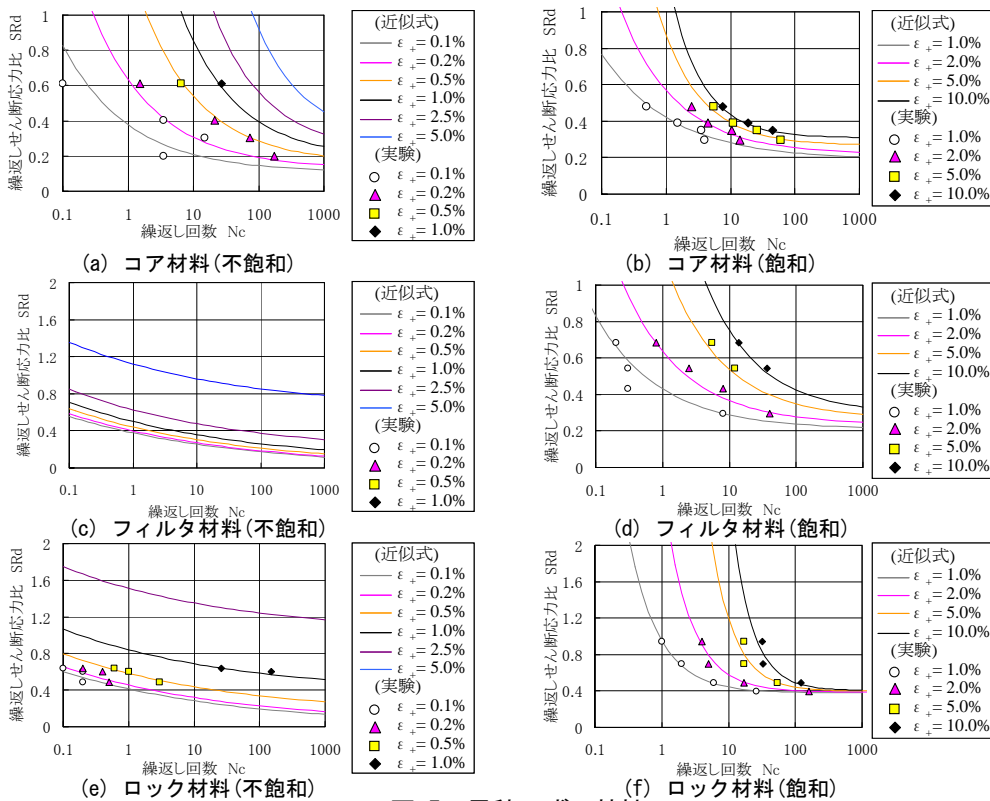


図-5 累積ひずみ特性

表-3 累積ひずみ特性

ゾーン名	飽和条件	$SR_d \sim N_c$ 関係式
コア	不飽和	$SR_d = 2.15 \epsilon^{0.90} \cdot N_c^{(-0.51 \epsilon^{0.08})} + 0.19 \epsilon^{0.25}$
	飽和	$SR_d = 0.23 \epsilon^{0.60} \cdot N_c^{(-0.40 \epsilon^{0.33})} + 0.19 \epsilon^{0.21}$
フィルタ	不飽和	$SR_d = 0.44 \epsilon^{0.07} \cdot N_c^{-0.17} + 0.06 \epsilon^{1.46}$
	飽和	$SR_d = 0.22 \epsilon^{0.87} \cdot N_c^{(-0.45 \epsilon^{0.09})} + 0.21 \epsilon^{0.15}$
ロック	不飽和	$SR_d = 0.47 \epsilon^{0.07} \cdot N_c^{-0.17} + 0.37 \epsilon^{1.46}$
	飽和	$SR_d = 0.57 \epsilon^{2.01} \cdot N_c^{(-0.96 \epsilon^{0.17})} + 0.38 \epsilon^{0.03}$

*) SR_d : 繰返しせん断応力比, N_c : 繰返し回数, ϵ : 累積軸ひずみ(%)

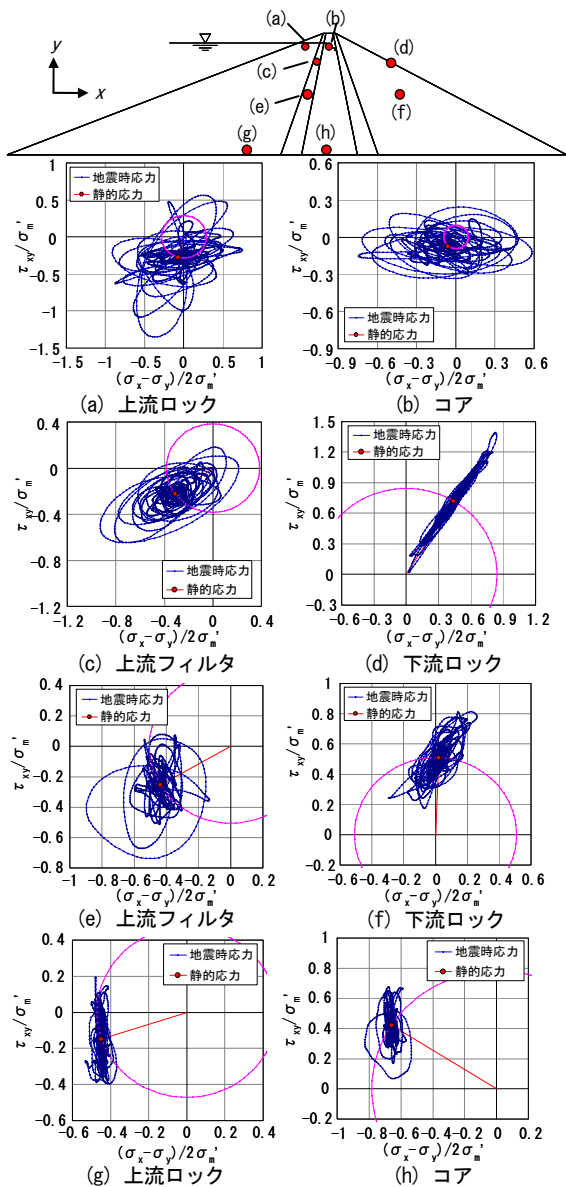


図-6 要素毎のせん断応力の履歴

析においても同様の傾向が得られている。ただし、要素 a のように、 τ_{xy}/σ'_m と $(\sigma_{xd} - \sigma_{yd})/2\sigma'_m$ の比が時々刻々で変化し、せん断の卓越する軸が明確でない要素もある。また、常時における τ_{xys}/σ'_m と $(\sigma_{xs} - \sigma_{ys})/2\sigma'_m$

σ'_m の比を見ると、常時の最大せん断応力が作用する方向は要素毎に異なっており、常時と地震時増分応力それぞれにおけるせん断が卓越する軸の方向は必ずしも一致しないことがわかる。

2.4 累積損傷解析結果

上述の応力の時刻歴を用いて累積損傷解析を実施した。図-7 に、代表的な要素について、各式により算出した SR_d の時刻歴を示す。式(2)を用いて算出した SR_d は、常時の応力に関わらず地震時の卓越したせん断応力の変動を再現している。ただし、せん断の作用方向がばらついている要素 a では、設定した β と異なる方向に作用するせん断応力成分を適切に評価できない場合がある。式(1)を用いて算出した SR_d は、常時と地震時の主応力軸がほぼ一致する要素 d では、式(2)による SR_d にほぼ一致する。常時と地震時の主応力軸が異なる要素 g では、式(2)による SR_d に対してかなり小さくなる。常時にせん断応力がほとんど発生していない要素 b では、地震時のせん断応力が常時よりも小さくなる状態がほとんど生じず、式(2)では負のピークとなる状態でも、式(1)では常に正のピークとなる。このため、式(1)を用いると、 SR_d の負のピーク値が小さくなり、また、 SR_d のパルスの判定基準となるゼロクロッシング

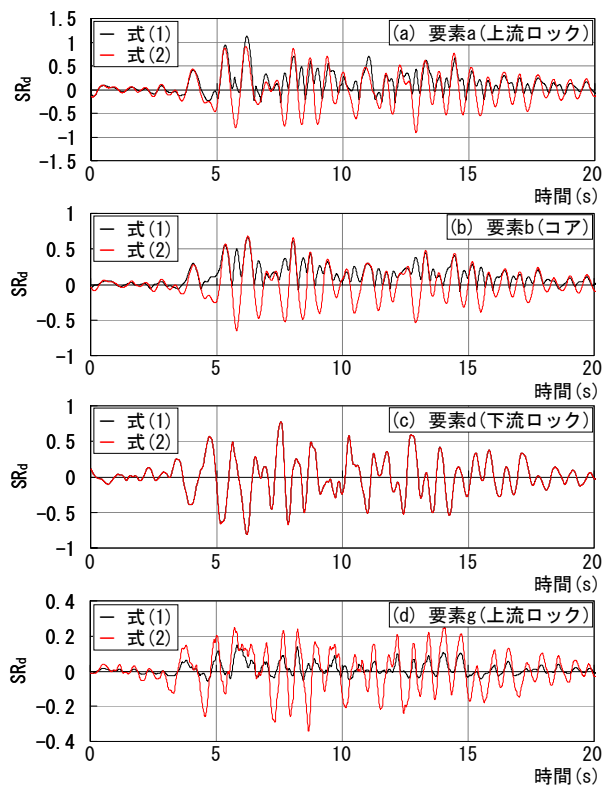


図-7 せん断応力比 SR_d の時刻歴

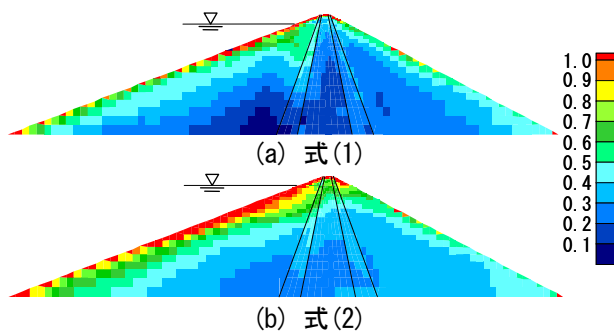


図-8 SR_d パルスの最大値

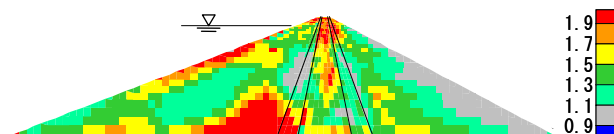


図-9 SR_d パルスの最大値の比(式(2)/式(1))

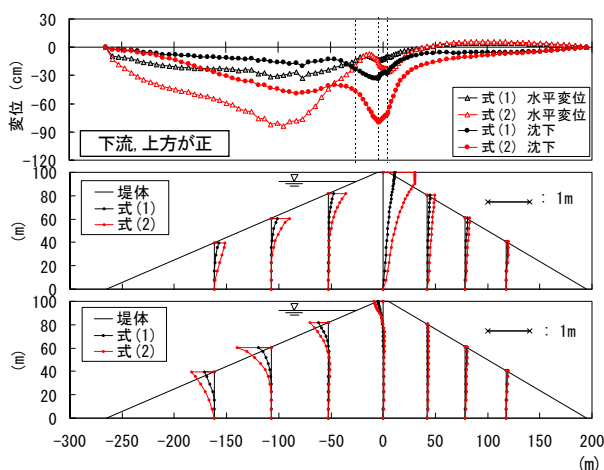


図-10 変形量の比較

(上段：堤体表面の変位，中段：沈下量の鉛直分布，
下段：水平変位の鉛直分布)

グの発生回数も少ない。せん断の作用方向がばらついている要素 a については、正の値は式(2)による SR_d と同等以上の値となるが、常時のせん断応力が小さいため、要素 b と同様に、 SR_d の負の値が小さくなる課題が生じている。

図-8 に各式による SR_d パルスの最大値を示す。また、各要素における両式による SR_d パルス最大値の比を図-9 に示す。式(2)による SR_d パルスは、常時の応力状態や地震時に作用する応力によって式(1)に対して同等～2 倍以上となる。特に、上流ロックゾーンとコアゾーンにおいて式間の差が大きく、式(1)では、上述の課題が生じていると思われる。

図-10 に累積損傷解析による残留変位を示す。式(2)による沈下量および水平変位量は、式(1)による変位よりも大きい。特に、 SR_d パルスの最大値の比が大きいく

なるコア部と上流ロックゾーンの表層においてその差が顕著である。

以上の検討より、ロックフィルダムに累積損傷解析を適用する場合、せん断応力の大きさのみに着目した式(1)では、必ずしも SR_d の大きさやゼロクロッシングを適切に評価できない可能性があることがわかった。一方、式(2)は、地震時に卓越するせん断応力を概ね再現できているが、せん断応力の方向にばらつきがある場合には SR_d を適切に評価できない可能性がある。また、地震時の増分応力のみを用いるため、初期応力の影響が反映されていない課題がある。

3. 2008 岩手・宮城内陸地震によるロックフィルダムの変形挙動の再現解析

本章では、2008 年 6 月 14 日に発生した岩手・宮城内陸地震において、すべりを伴わない比較的大きな沈下の生じた 2 ダムを対象に、累積損傷解析により地震時における沈下挙動の再現解析を実施する。

3.1 累積損傷解析を用いた岩手・宮城内陸地震による石淵ダムの変形再現解析

2008 年 6 月 14 日に発生した岩手・宮城内陸地震により被災した、CFRD である石淵ダム（堤高 53m、1953 年完成）では、ダムの安全上問題となる被害は認められなかったが、天端において最大 55cm 程度のすべりを伴わない沈下が発生した。石淵ダムは、我が国では実績の少ないダム型式の CFRD であるため、その地震時の変形挙動および耐震性能について詳細に検討する必要がある。

本節では、石淵ダム堤体形状を再現した 2 次元ダムモデルに対して累積損傷解析を適用し、岩手・宮城内陸地震時の石淵ダムの変形挙動の再現解析を実施した。

また、本地震において、石淵ダムではすべりを伴う変形は発生しなかったが、確認のため、すべり変形解析も実施した。

3.1.1 岩手・宮城内陸地震による石淵ダムの挙動の概要¹⁰⁾

石淵ダムは、北上川水系胆沢川に 1953 年に完成した堤高 53m のコンクリート表面遮水壁型ロックフィルダム (CFRD) である。石淵ダムの断面図および縦断面図を図-11 に示す。

岩手・宮城内陸地震における石淵ダムの震央距離は約 9.4km であり、地震時の水位は EL.314.41m であった。

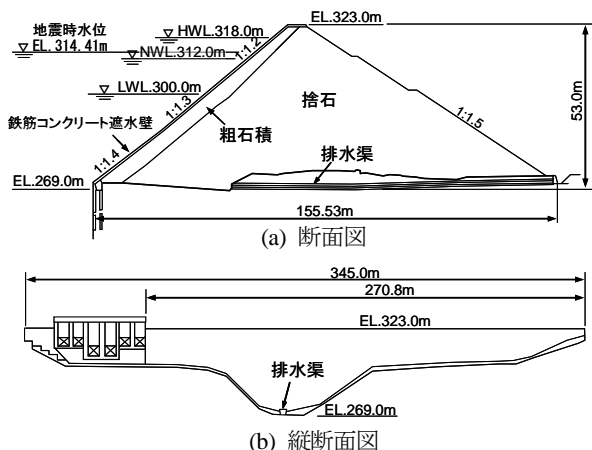


図-11 石淵ダムの断面図および縦断面図

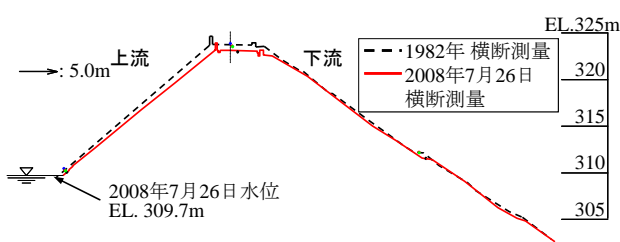


図-12 石淵ダムの横断測量結果¹¹⁾

石淵ダムにはダム天端の下流法肩部、右岸段丘部および基礎部の3箇所に地震計が設置されている。この内、基礎部の地震計は岩手・宮城内陸地震本震の記録が得られていない。他の2つの地震計については、右岸段丘部で上下流方向 13.82m/s^2 、ダム軸方向 20.97m/s^2 (測定上限値)、鉛直方向 17.48m/s^2 の最大加速度を記録した。天端の地震計においては、上下流方向 14.61m/s^2 、ダム軸方向 9.34m/s^2 、鉛直方向 20.70m/s^2 の最大加速度を記録した。

地震後の調査により、石淵ダム最大断面において、天端が約 55cm 沈下し、下流側へ約 53cm 変位したが、ダムの安全上問題となる被害、特にコンクリート遮水壁の損傷は見られなかった。地震後の石淵ダム変形形状を図-12に示す¹¹⁾。

3.1.2 解析手法の概要

解析方法は、築堤解析および湛水解析により堤体内の静的応力分布を算出し、これを初期応力とした動的解析を行い、地震時の堤体応答を求める方法とした。築堤解析は、Duncan-Chang モデルによる盛立過程を考慮した非線形弾性解析とした。湛水解析は、静水圧を堤体上流面に節点荷重として载荷した。動的解析には複素応答法による等価線形解析を用いた。累積損傷解析は2章で用いた方法とした。ここで、 SR_d は式(1)お

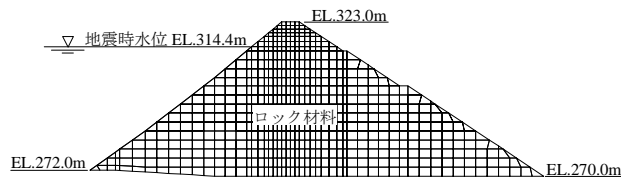


図-13 解析モデル

表-4 石淵ダムとAダムロック材料の材料特性

	石淵ダムの堤体材料 ¹²⁾	Aダムのロック材料(設計値)
岩種	石英安山岩	石英安山岩
比重	2.36	2.37 (絶乾比重)
吸水率	4.1%	-
含水比	-	5%
間隙比	0.405	0.23

表-5 石淵ダムとAダムロック材料の動的物性

	湿潤密度 ρ (g/cm^3)	初期せん断剛性 G_0 (MPa) ¹⁾	ひずみ依存特性 ²⁾		ポアソン比 ν ³⁾
			γ_t	h_{max} (%)	
石淵ダム	1.75	$530.69 \sigma_m^{0.680}$	4.80×10^{-4}	14.0	沢田式
Aダム(ロック)	2.01	$737.07 \sigma_m^{0.680}$			

*1) σ_m : 湛水時の平均有効応力 $\sigma_m = (1 + \nu) \cdot (\sigma_1 + \sigma_3) / 3$

*2) $G/G_0 = 1 / (1 + \gamma / \gamma_t)$, $h = h_{\text{max}} (1 - G/G_0)$

*3) $\nu = 0.375 - 0.006Z^{0.58}$, Z: 堤体表面からの深度(m)

よび式(2)に基づいて算出し、残留変形量の実測値に対する再現性を比較する。

3.1.3 解析条件

(1) 解析モデル

解析モデルを図-13に示す。解析モデルは石淵ダム最大断面を模した形状とし、貯水位は、地震発生時の水位 EL.314.4m とした。なお、本検討は、堤体の変形挙動の再現を主たる目的とするため、堤体材料としてはロック材料のみをモデル化し、プリンスおよび表面遮水壁は堤体全体に占める割合が小さく、特に貯水位が高い場合には堤体の挙動に与える影響は小さいと考え、モデル化していない。境界条件は堤体底面を固定境界とし、基礎岩盤はモデル化していない。

(2) 解析物性値

石淵ダムの堤体材料の特性¹²⁾を表-4に示す。

石淵ダムでは堤体材料を用いた力学試験が実施されていないため、石淵ダムの解析物性値は、同一の岩種である近傍のAダム(ロックフィルダム)のロック材料に対する試験結果を用いて推定した。表-5に石淵ダムとAダムロック材料の動的物性を示す。ここで、湿潤密度は、表乾状態を想定し、比重、吸水率および間隙比を用いて推定した。初期せん断弾性係数は、松本ら¹³⁾によって整理されたロック材料のせん断剛性に与える間隙比の影響を参考に、Aダムロック材料の G_0 に式(3)による定数 a を乗じることで設定した。

$$a = \frac{(2.17 - e_2)^2}{(1 + e_2)} \times \left\{ \frac{(2.17 - e_1)^2}{(1 + e_1)} \right\}^{-1} \quad (3)$$

$$= 0.72$$

ここに、 e_1 : A ダムロック材料の間隙比、 e_2 : 石淵ダムの堤体材料の間隙比である。

なお、石淵ダムの堤体材料の間隙比は、原石山における掘削量と盛立量の比を元に算出されており¹²⁾、試験により直接求めたものではないため、ある程度の誤差を含んでいるものと考えられる。また、石淵ダムでは、ダム完成から地震発生までに、天端で最大約 45cm 沈下しており、地震発生時には完成直後と比較して締め固まった状態となっている可能性があるが、本検討では、間隙比は建設時に算出されたものを用いている。

累積損傷解析に用いる累積ひずみ特性は、A ダムの不飽和ロック材料に対する試験結果を用いた（表-3、図-6(e)参照）。

(3) 入力地震動

3.1.2 項で述べたように、石淵ダム基礎部では本震の加速度記録は得られていないが、その後の余震時には、基礎部および右岸段丘部の双方において加速度記録が得られている。このため、石淵ダム基礎部の本震時の加速度時刻歴は、余震時の基礎部と右岸段丘部の周波数特性の関係をを用いて右岸段丘部の加速度時刻歴より推定されている¹⁰⁾。

再現解析における入力地震動には、推定された基礎部の本震時加速度時刻歴のうち、大きな加速度を記録した 9~29 秒（20 秒間）のデータを用いた。図-14 に入力地震動の加速度時刻歴を示す。

(4) 解析ケース

解析ケース一覧を表-6 に示す。解析ケースは、石淵ダム堤体材料の物性が得られていないことから、パラメータを種々変化させ、石淵ダムの地震時の挙動の再現性に与える影響を比較検討した。逸散減衰 10% を基

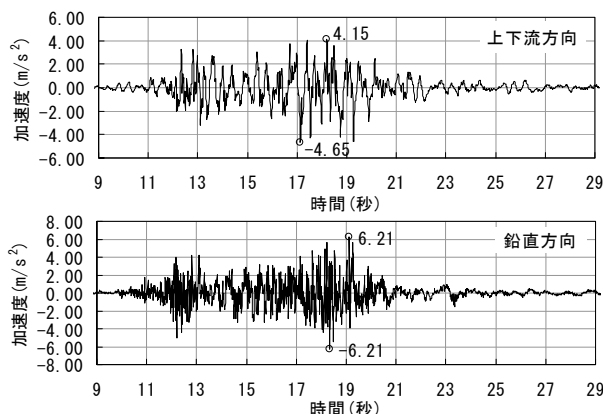


図-14 入力地震動（下流，上方が正）¹⁰⁾

表-6 解析ケース

ケース	初期せん断弾性係数 G_0 (MPa)	逸散減衰 (%)	備考
1	$530.69 \sigma_m^{0.680}$	10	石淵ダム材料
2	$737.07 \sigma_m^{0.680}$	10	A ダムロック材料
3	$530.69 \sigma_m^{0.680}$	8	石淵ダム材料(逸散減衰の影響)
4	$737.07 \sigma_m^{0.680}$	15	A ダムロック材料(逸散減衰の影響)
5	$1366 \sigma_m^{0.680}$	15	調整物性(G_0 による調整)

本として石淵ダム、A ダムそれぞれの動的物性値により等価線形解析を行い、初期せん断弾性係数 G_0 が石淵ダムの地震時挙動の再現性に与える影響を検討した。さらにそれぞれの G_0 について、天端最大水平加速度が実測値に近くなるように逸散減衰を変化させたケースについても検討した。逸散減衰 15% とした場合、天端最大水平加速度が実測値に比べてかなり小さくなったため、 G_0 を大きくしたケースを追加した。

なお、解析に用いる湿潤密度は全てのケースで石淵ダム推定値 $1.75g/cm^3$ とした。

3.1.4 解析結果

表-7 に解析結果の一覧を示す。

(1) 静的、動的解析結果

図-15 にケース 2 の初期せん断弾性係数 G_0 の分布を示す。 G_0 は、表面からの深度に応じて大きくなるが、上流面においては、水圧による拘束圧の増加により、 G_0 が大きくなっていることがわかる。

表-7 解析結果一覧

ケース	固有周期(秒)		天端最大加速度		累積損傷解析結果(式(1) ^{*)}						累積損傷解析結果(式(2) ^{*)}					
	初期剛性	収束剛性	上下流 (m/s ²)	鉛直 (m/s ²)	最大水平変位 ²⁾ (cm)			最大沈下量(cm)			最大水平変位 ²⁾ (cm)			最大沈下量(cm)		
					上流	天端	下流	上流	天端	下流	上流	天端	下流	上流	天端	下流
1	0.460	0.992	13.14	7.38	-1.3	2.1	3.2	7.3	8.4	7.0	2.1	4.2	6.0	17.6	19.9	18.0
2	0.391	0.776	16.00	7.16	0.6	3.1	6.1	11.7	13.2	11.4	6.9	9.0	10.1	28.4	31.8	29.9
3	0.460	1.033	15.58	8.40	-1.0	2.6	3.4	7.8	9.1	7.9	2.2	4.3	6.3	18.4	20.8	18.9
4	0.391	0.713	9.71	5.35	1.0	4.4	6.1	9.4	10.7	10.0	5.9	8.0	9.7	27.2	30.3	28.5
5	0.287	0.416	13.04	8.23	9.7	12.8	13.8	22.0	25.7	24.5	10.0	12.0	13.2	39.8	43.6	41.7
実測	-	-	14.61	20.70	-	53	-	-	55	-	-	53	-	-	55	-

*1) 天端：天端 10m 区間、上流：天端を除く上流法面全面、下流：天端を除く下流法面全面

*2) 水平変位は下流方向を正とする

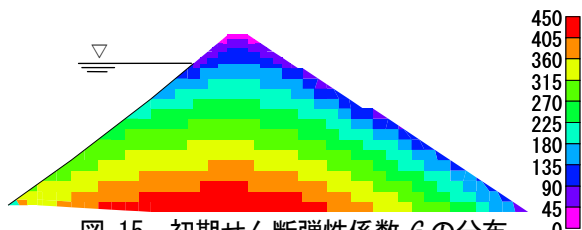


図-15 初期せん断弾性係数 G_0 の分布
(ケース 2, 単位: MPa)

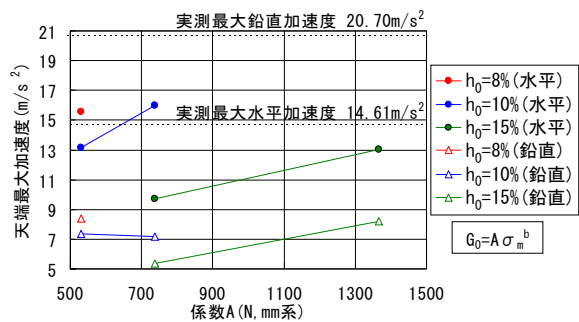


図-16 初期せん断剛性 G_0 と天端最大加速度の関係

図-16 は湛水時の平均応力 σ_m と G_0 の関係における係数 A と天端最大加速度の関係である。

G_0 が大きいほど天端最大水平加速度は大きくなる。また、同一 G_0 においては、逸散減衰が小さいほど天端最大水平加速度が大きくなる。解析結果が実測値に近くなるのはケース 2 および 3 であり、逸散減衰を 15% としたケース 4、5 では、 G_0 をかなり大きくしても解析結果による天端最大加速度は実測値に対して小さくなった。最大鉛直加速度については、解析結果の天端最大鉛直加速度は $5.34 \sim 8.24 \text{ m/s}^2$ であり、実測値である 20.70 m/s^2 よりもかなり小さな値となった。

ここで、石淵ダム天端の地震計は、大きな岩塊 (リップラップ) 上にコンクリート基礎を打ち、設置されている¹⁰⁾。また、写真-1 に示すように、地震計近傍には、建設時の投石工法の際に用いられたコンクリート

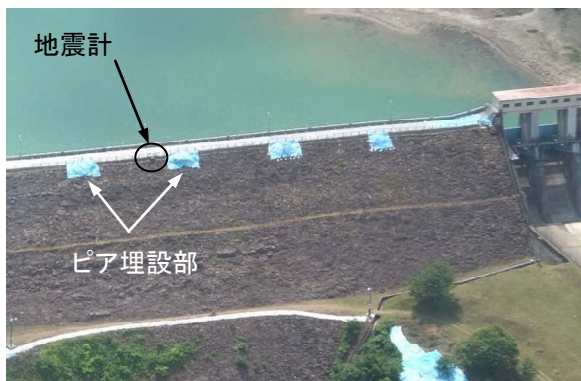
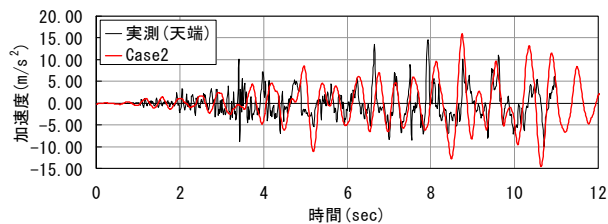
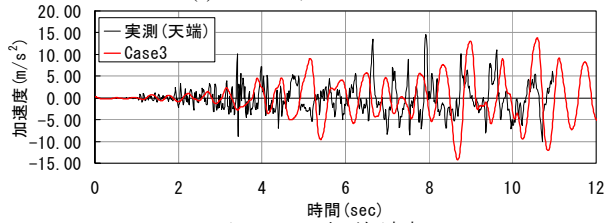


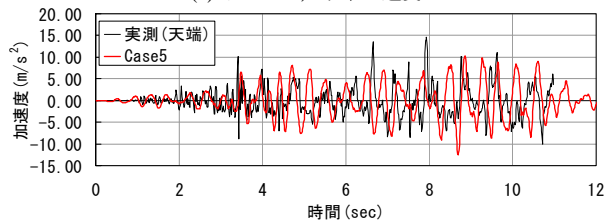
写真-1 天端地震計の設置位置



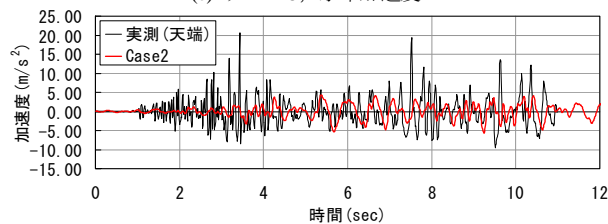
(a) ケース 2, 水平加速度



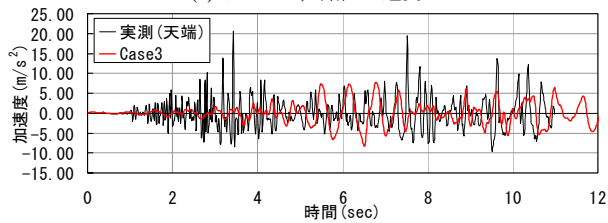
(b) ケース 3, 水平加速度



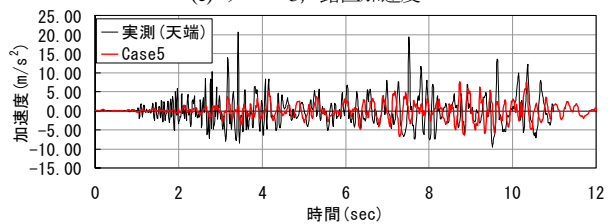
(c) ケース 5, 水平加速度



(d) ケース 2, 鉛直加速度



(e) ケース 3, 鉛直加速度



(f) ケース 5, 鉛直加速度

図-17 天端地震計設置位置の加速度時刻歴

ピアが埋設されており、天端の加速度にはこれらの影響が含まれているものと考えられる。

図-17 に、天端地震計の観測波形と、各逸散減衰において、最大水平加速度が実測値に最も近くなったケース 2、3、5 の地震計設置位置における加速度時刻歴を示す。

実測データには短周期の変動が多数含まれており、詳細な比較は難しいが、 G_0 が最も小さく、逸散減衰の

小さなケース3は、最大値は実測値に近いが、その時刻歴は実測値よりも長周期の変動となった。 G_0 の最も大きなケース5は、逸散減衰が大きいいため、最大加速度は実測値よりも小さいが、時刻歴では実測値よりも短周期の変動となっている。

Aダムの G_0 をそのまま用いたケース2は、比較的実測値に近い変動を示した。また、同じ G_0 を用いたケース4についてもケース2と同様の傾向が見られた。

鉛直方向加速度の再現性は、全てのケースにおいて水平動よりも低くなった。

(2) 累積損傷解析結果

図-18にケース2における式(1)、(2)それぞれによる残留変形状を示す。式(2)による残留変位は、式(1)に対して大きいことがわかる。また、式(1)では、天端がほぼ真下に変位しているのに対して、式(2)では下流下方に変位しており、図-12に示す石淵ダムの実際の変形状に近い形状となっている。

1) 諸条件が残留変形量に与える影響

図-19に、 G_0 の係数Aと式(1)および式(2)それぞれで算出した天端最大沈下量の関係を示す。式(1)、(2)いずれについても、係数Aが大きくなるにつれて天端最大沈下量は大きくなる。天端最大沈下量に対する逸散減衰の影響はあまり見られなかった。式(2)による沈下量は、式(1)による沈下量に対して全てのケースで大きくなり、式(1)による沈下量の1.70~2.85倍となった。天端沈下量の実測値は55cmであり、式(1)による沈下量よりも式(2)による沈下量が実測値に近い値となった。

図-20に G_0 の係数Aと式(1)および式(2)それぞれによる天端最大水平変位の関係を示す。天端の水平変位は、全てのケースにおいて下流側への変位となり、石淵ダムの実際の挙動に一致する。式(1)、(2)いずれについても、係数Aが大きいほど天端水平変位は大きくなる。式(2)の水平変位は、ケース5を除いて式(1)よりも大きい。ただし、式(1)、(2)ともに、実測値である53cmよりも小さくなった。この要因として、動的解析による天端鉛直加速度が実測値に対してかなり小さいことや、本解析手法は、地震時の残留変形を自重解析により求めているため、水平方向の変位の再現性は鉛直方向に比べて小さいことが考えられる。

2) SR_d 算出式の影響の詳細検討

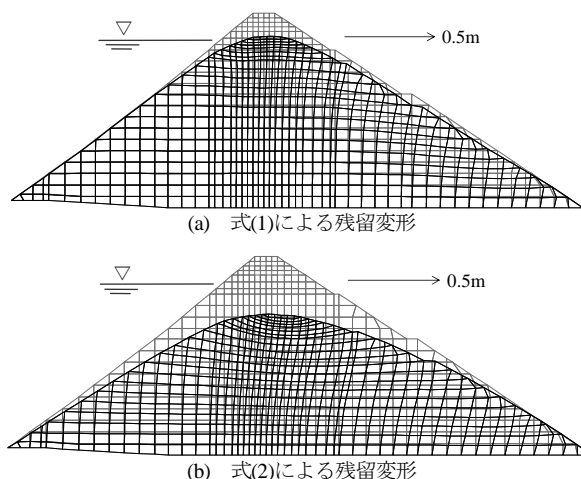


図-18 ケース2の残留変形状

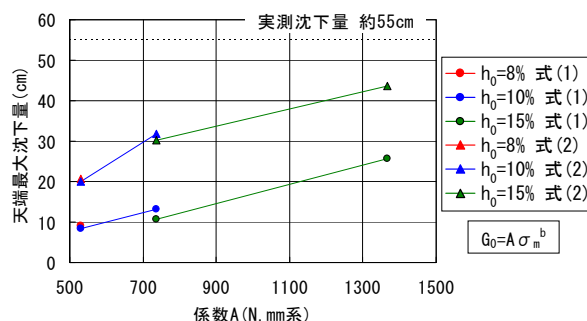


図-19 初期せん断剛性 G_0 と天端最大沈下量の関係

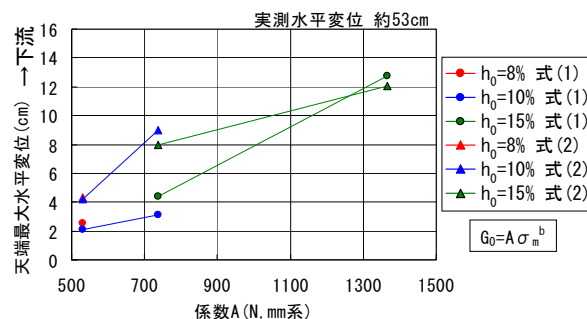


図-20 初期せん断剛性 G_0 と天端最大水平変位の関係

a) 堤体変形状の詳細な考察

これまでの検討結果より、累積損傷解析による残留変位が SR_d 算出式(1)、(2)の違いに影響を受けることが分かった。そこで、両式の違いについて詳細に検討する。

図-21に、天端水平加速度の最大値が実測値に近く、また、加速度時刻歴が実測値と最もよく一致したケース2について、式(1)、(2)それぞれによる残留変位の分布を示す。

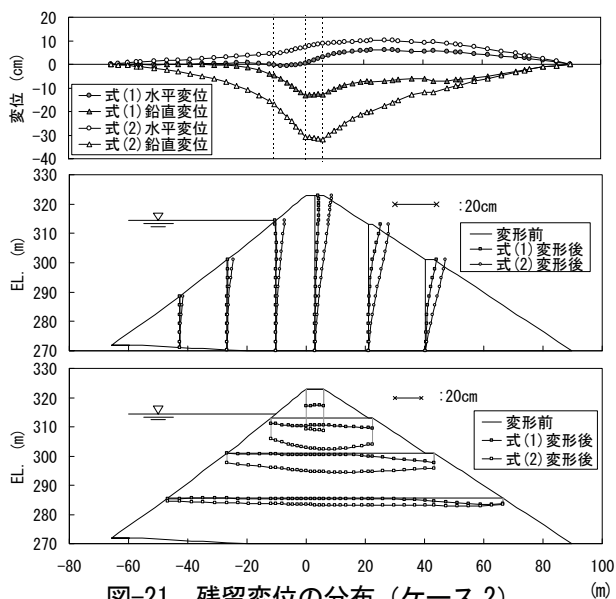


図-21 残留変位の分布 (ケース 2)

(上段: 堤体表面の変位, 中段: 水平変位の鉛直分布, 下段: 沈下量の水平分布)

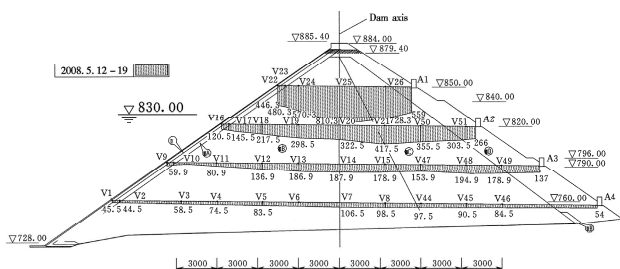


図-22 紫坪舗ダムの堤体内部の沈下量の水平分布¹⁴⁾
(5月12日~19日の変位)

式(1)による水平変位は、堤体中央から上流側および下流側の深部では、変位はほとんど見られない。堤体下流側の表層付近では、下流側への変位が見られる。式(1)による沈下量は、その水平分布より、堤体中央~上流における沈下量は小さく、下流表層の沈下量が大きくなっている。

式(2)による水平変位は、堤体全体が下流側への変位となっている。堤体上流側に比べて下流側の水平変位が大きい。

式(2)による沈下量は、その水平分布より、堤体中央付近の沈下量が大きく、表層へ近づくにつれて沈下量が小さくなる傾向が見られた。

図-22 に、2008年5月12日に発生した汶川地震(M8.0)で被災した紫坪舗ダム(CFRD、堤高 156m、2006年完成)の堤体内部の変位量分布¹⁴⁾を示す。地震発生時の水位は EL.828.7m (堤高の 65%) であり、石淵ダム (堤高の 84%) よりも低水位であった。

紫坪舗ダムの鉛直変位は、堤体中央の沈下量が比較

的大きく、表層に近づくにつれて小さくなる。これらの傾向は、式(2)による変形形状に近い。

このことから、石淵ダムの事例と紫坪舗ダムの事例では、貯水位や堤高等の違いがあり、定量的な評価はできないが、本検討においては、式(1)よりも式(2)のほうが CFRD の大規模地震時の変形挙動をよく再現できているものと考えられる。

b) 累積損傷解析結果の考察

式(1)と式(2)による変形量に違いが生じた要因を詳細に検討する。図-23 にせん断応力比 SR_d パルス最大値の分布を、図-24 に累積損傷解析によるせん断剛性残存率 G_d/G_0 の分布を示す。

式(1)による SR_d パルスは、天端および下流面の表層部で大きく、上流側の水没部や、堤体内部では小さい。 G_d/G_0 の分布は概ね SR_d パルスの大きさに対応した分布となっており、天端および下流面の表層部で G_d/G_0 が小さく、上流側の水没部や、堤体内部では大きい。

式(2)による SR_d パルスは、底面で最も小さく、高標

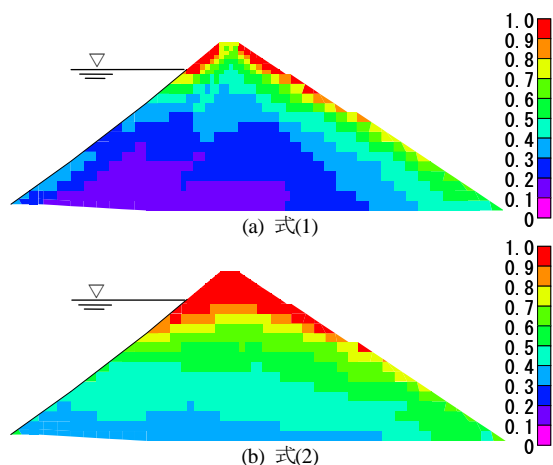


図-23 SR_d パルス最大値の分布 (ケース 2)

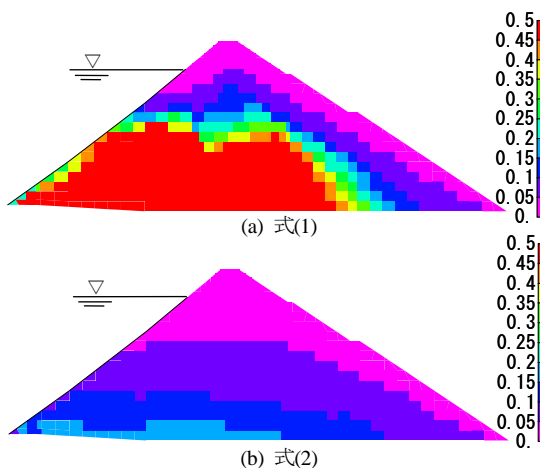


図-24 剛性残存率 G_d/G_0 の分布 (ケース 2)

高部に近づくにつれて大きくなっている。 G_d/G_0 の分布は概ね SR_d パルスに対応した分布となっており、底面付近で大きく、天端付近で小さくなる。これらのことから、式(1)と式(2)で変位量に差が生じている領域においては、算出される SR_d パルスが異なっていることが分かる。この要因を明らかにするために、地震時の応力状態を詳細に検討した。

図-25 に、式(1)と式(2)の SR_d パルスが異なる上流面および堤体中央部、並びに式(1)と式(2)の SR_d パルスが概ね一致する下流面の代表要素における偏差応力とせん断応力の軌跡を示す。横軸は平均応力 σ_m で無次元化した偏差応力 $(\sigma_x - \sigma_y)/2\sigma_m$ 、縦軸は σ_m で無次元化したせん断応力 τ_{xy}/σ_m である。グラフ中の円は、静的せん断応力比 $(\sigma_{1s} - \sigma_{3s})/2\sigma_m = \text{一定の円}$ であり、式(1)における SR_d の正負の境界である。

上流面の要素においては、静的応力、動的増分応力ともにせん断応力が卓越しており、常時と地震時の主応力軸が一致している。ただし、上流面の静的応力は、貯水による荷重の影響により等方に近い状態となっている。このため、式(1)による SR_d は、 τ_{xyd} が正負どちらのピークをとる場合においても正の値となり、負のピークの絶対値は静的せん断応力比以下の小さな値となる。

堤体中央部の要素においては、静的応力は偏差応力が卓越している。一方、動的増分応力はせん断応力が卓越している。式(1)は地震時の最大せん断応力と常時の最大せん断応力の差であるのに対し、式(2)は動的増分応力を直接用いるため、式(2)による SR_d が式(1)による SR_d よりも大きくなる。また、式(1)による SR_d は、 τ_{xyd} が正負どちらのピークをとる場合においても正の値となり、 SR_d が負の値となるのは、動的増分応力における偏差応力が静的応力における偏差応力と逆方向に作用する時のみである。これらの要因により、式(1)による SR_d パルスは式(2)よりも小さくなった。

下流面の要素においては、静的応力、動的増分応力ともに偏差応力とせん断応力の関係はほぼ一定であり、常時と地震時の主応力軸が一致している。また、常時において比較的大きなせん断応力が作用していることから、地震時に主応力軸の反転が生じず、式(1)と式(2)による SR_d は概ね一致した。

これらのことから、式(1)による SR_d は初期応力状態に大きく影響を受け、静的せん断応力が小さな場合や、静的、動的でせん断応力の作用する方向が異なる場合には、式(1)と式(2)による結果に大きな違いが生じることが分かった。 SR_d 算出方法の妥当性については、今

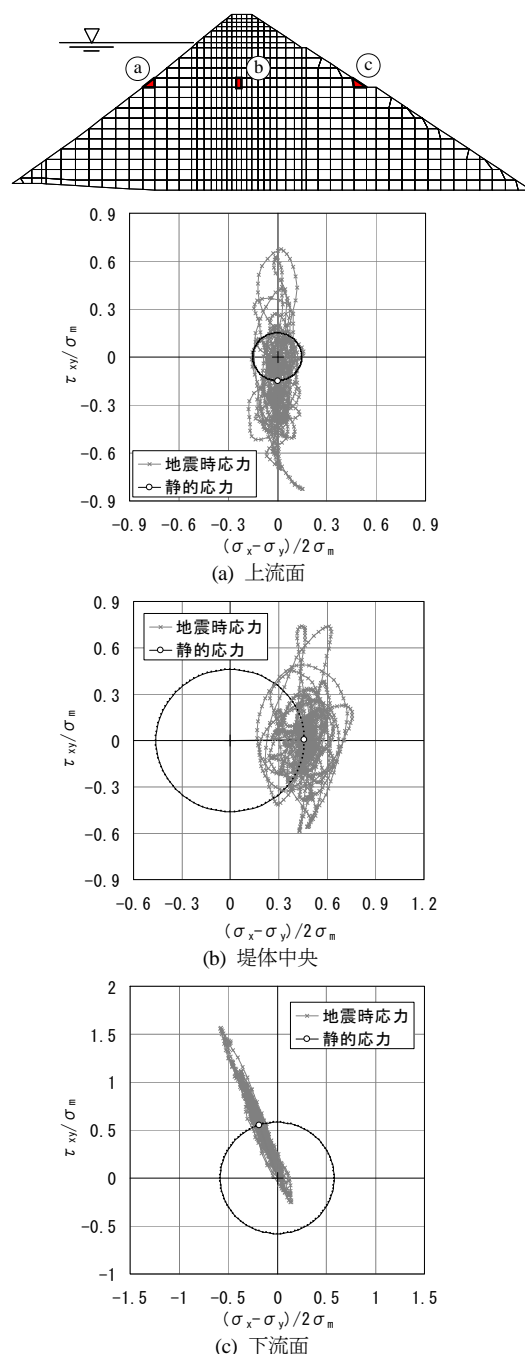


図-25 常時、地震時の偏差応力とせん断応力の関係 (ケース 2)

後も検討が必要である。

3.1.5 すべり変形解析によるすべり変形量の確認

岩手・宮城内陸地震時において、石淵ダムでは明瞭なすべりを伴う変形は確認されなかった。そこで、本章では、代表的なケースを選定してすべり変形解析を実施し、すべり変形量の確認を行う。

すべり変形解析は、動的解析の結果から想定すべり土塊の平均応答加速度の時刻歴を求め、Newmark 法^{15),16),17)}の考え方にに基づきすべり変形量を算出する方法

を用いた。

(1) 検討条件

検討に用いる解析物性値は、これまでの検討において天端の加速度の再現性が最も高かったケース 2 とする。

すべり変形解析に用いるせん断強度には式(4)に示すべき関数を用いる。

$$\tau_f = 0.80 \sigma_n^{0.83} \quad (4)$$

ここに、 τ_f : せん断強度(N/mm²)、 σ_n : 垂直応力(N/mm²)である。なお、式中の係数およびべき指数は、A ダムのロック材料に対する大型三軸圧縮試験結果を基に、間隙比と係数およびべき指数の関係を直線式で回帰し、石淵ダムの堤体材料の間隙比に相当する値を採用した。

すべり変形解析に用いるすべり円弧は、図-26 に示す上流側 20、下流側 20 の計 40 円弧を対象とする。

(2) 検討結果

円弧ごとのすべり変形量を図-27 に示す。上流側へのすべり変形は、すべり土塊のほとんどが貯水位よりも上部に位置する $y/H=0.2$ の円弧のみで発生しており、

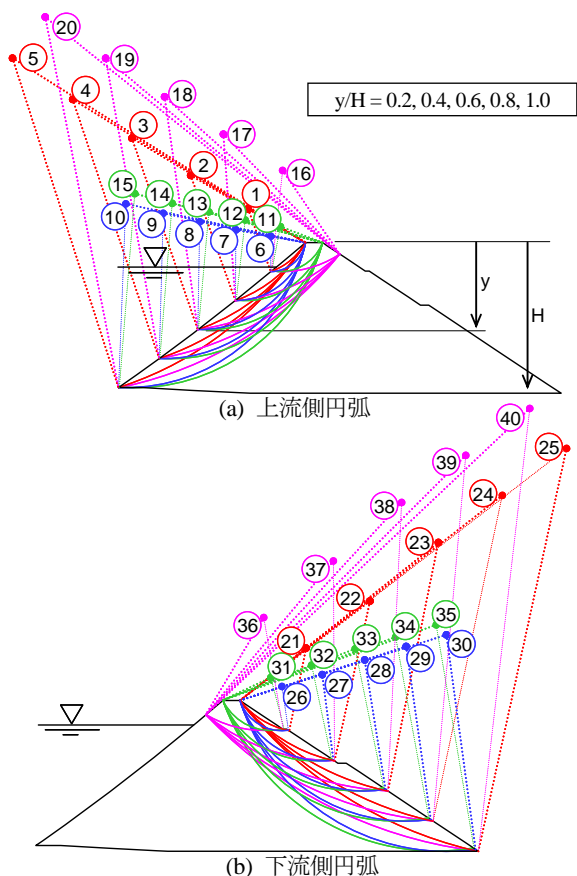


図-26 すべり変形解析に用いるすべり円弧

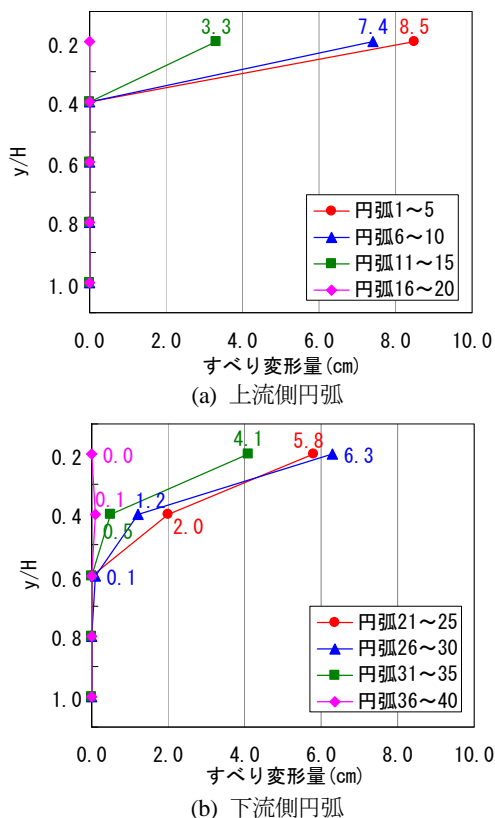


図-27 すべり変形量

y/H が 0.4 以上の円弧ではすべり変形は生じていない。下流側へのすべり変形量は、 $y/H=0.2$ で最も大きくなり、 y/H が大きくなるにつれて小さくなる。すべり変形量の最大値は円弧 1 (上流側、 $y/H=0.2$) で発生している。

最大すべり変形量は 8.5cm であり、ケース 2 における式(2)を用いた累積損傷解析による天端最大沈下量である 31.8cm と比較してかなり小さな値となった。また、推定したせん断強度についても、「3.1.3 (2) 解析物性値」に記したように、実際の密度は本検討の設定よりも大きい可能性があることを考慮すると、実際よりも小さな設定と考えられる。よって、すべり変形量については、絶対値としてもかなり小さいと判断され、地震によりすべりを伴う変形が発生しなかったという実現象に合致するものとする。

3.2 岩手・宮城内陸地震による建設中のロックフィルダムの変形挙動の再現解析

平成 20 年 6 月 14 日に発生した岩手・宮城内陸地震では、地震発生時に盛立段階であった ECRD である A ダムにおいて、すべりを伴わない比較的大きな沈下が発生した。本節では、岩手・宮城内陸地震時の A ダムの変形挙動を累積損傷解析により再現解析を行う。図

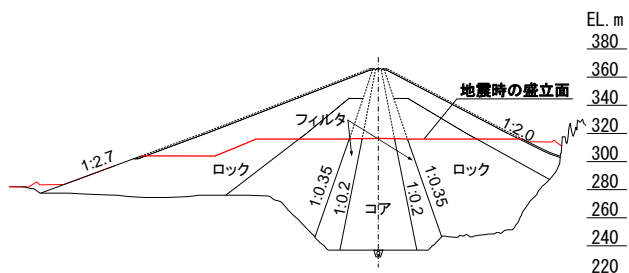


図-28 A ダム最大断面と地震時の盛立形状

-28にAダムの最大断面と地震時の盛立形状を示す。

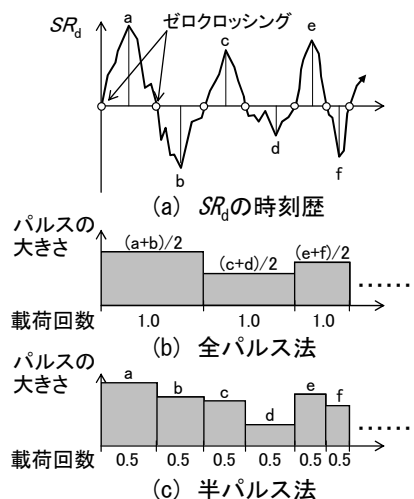
3.2.1 解析方法

解析方法は、築堤解析により堤体内の静的応力分布を算出し、これを初期応力とした動的解析を行い、地震時の堤体応答を求める方法とした。築堤解析はDuncan-Changモデルによる盛立過程を考慮した非線形弾性解析とした。動的解析には複素応答法による等価線形解析を用いた。累積損傷解析は2章で用いた方法とした。ここで、 SR_d は式(1)および式(2)に基づいて算出し、残留変形量の実測値に対する再現性を比較する。なお、累積損傷解析では、不規則に変化する SR_d を、2つの $SR_d=0$ となる点(ゼロクロッシングする点)には含まれた半パルスの集合体とみなす。本節では、連続する2つの半パルスを、それらの平均の大きさを持つ1つのパルスとして扱う方法(図-29(b)、以下、全パルス法と呼ぶ)の他、各半パルスを個別に0.5回のパルスとして扱う方法(図-29(c)、以下、半パルス法と呼ぶ)についても適用した。

3.2.2 解析条件

(1) 解析モデル

解析モデルを図-30に示す。モデルは地震発生時における最大断面の形状を再現した2次元断面とした。築堤解析では、堤体および基礎をモデル化し、動的解析では、堤体のみをモデル化して、底面を固定境界とした。



(a, b, c, d, ... : 半波毎の SR_d の最大値(絶対値))
図-29 パルス設定の考え方

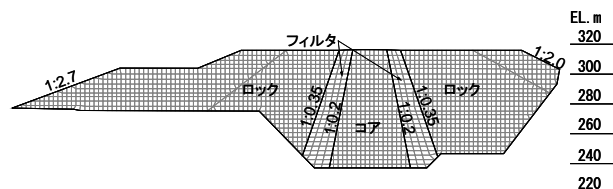


図-30 解析モデル(堤体部)

(2) 解析物性値

表-8に築堤解析に用いた物性値を示す。物性値は、Aダム材料の設計値や試験結果を基本として、築堤解析による節点鉛直変位がAダムの層別沈下計測値に合致するように調整したものをを用いた。基礎岩盤の弾性係数は、盛立中の岩盤変位計の計測値を基に設定した。動的解析に用いる物性値は、表-2に示したAダムの各材料の物性値のうち、不飽和条件に関するものを採用した。なお、本研究の等価線形化法による動的解析は堤体のみをモデル化しているため、基礎地盤でのエネルギー逸散を等価逸散減衰率として、材料減衰率に一律15%を上乗せした。

表-8 築堤解析に用いた物性値

ゾーン名	密度 (g/cm ³)		弾性係数			ポアソン比			強度	
	湿潤 ρ_t	飽和 ρ_{sat}	k	n	R_f	G	F	D	c (kN/m ²)	ϕ (°)
コア	2.07	2.10	281.6	0.564	0.785	0.342	0.100	8.30	15.2	36.0
フィルタ	2.08	2.15	947.2	0.317	1.042	0.303	0.344	7.21	23.5	37.0
ロック	2.01	2.11	1073.5	0.131	0.744	0.240	0.183	10.68	64.7	41.5
基礎岩盤	-	-	4315 (MPa)			0.25			-	-

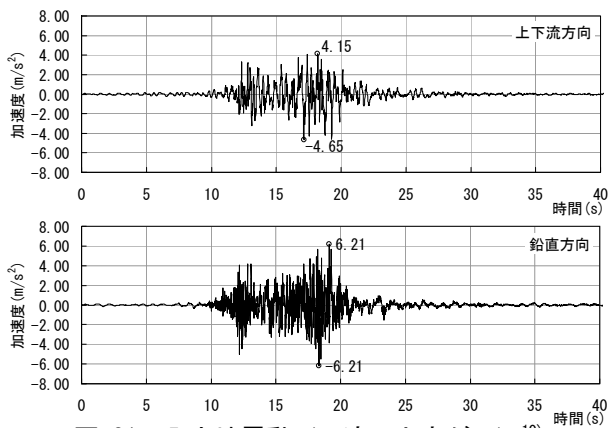


図-31 入力地震動（下流，上方が正）

累積損傷解析に用いる累積ひずみ特性は、表-3および図-5に示したAダムの各材料に関する物性値を用いた。このとき、フィルタおよびロック材料については不飽和材料に関する物性値を採用した。コア材料については、地震時にAダムのコアゾーンにおいて間隙水圧の上昇が見られたため、不飽和条件のほか、飽和条件についての物性も採用した。

(3) 入力地震動

入力地震動は、岩手・宮城内陸地震時において、Aダムには地震計が設置されておらず、Aダム基礎部の地震記録が得られていないため、Aダム近傍の既設のロックフィルダムにおいて作成された基礎部の加速度時刻歴¹⁰⁾を用いた。図-31に入力地震動を示す。

(4) 解析ケース

表-9に解析ケースを示す。解析は、 SR_d 算出方法が2種、コア材料の累積ひずみ特性の飽和条件が2種、それぞれについて全パルス法、半パルス法を適用し、計8ケース設定した。

表-9 解析ケース

ケース	累積ひずみ特性の飽和条件			SR_d 計算式	パルスの取り扱い
	コア	フィルタ	ロック		
1	不飽和	不飽和	不飽和	式(1)	全パルス
2	飽和	不飽和	不飽和	式(2)	
3	不飽和	不飽和	不飽和		
4	飽和	不飽和	不飽和		
5	不飽和	不飽和	不飽和	式(1)	半パルス
6	飽和	不飽和	不飽和	式(2)	
7	不飽和	不飽和	不飽和		
8	飽和	不飽和	不飽和		

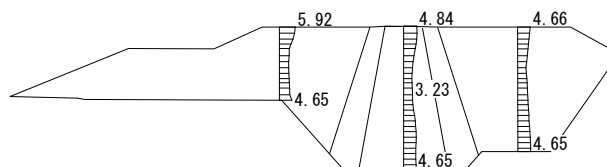


図-33 最大上下流方向加速度（単位：m/s²）

3.2.3 静的・動的解析結果

図-32に初期せん断弾性係数 G_0 および等価線形解析における収束剛性 G の分布を示す。 G_0 および G は堤体表面からの距離に応じて大きくなる。コアゾーンの G_0 および G は他のゾーンよりも小さい。図-33に上下流方向最大加速度の鉛直分布を示す。入力最大の $4.65m/s^2$ に対して、天端において $4.66\sim 5.92m/s^2$ となっており、応答倍率は $1.0\sim 1.3$ 倍となった。図-34に、コアゾーン、上下流ロックゾーンにおける動的増分応力による偏差応力 $(\sigma_{xd}-\sigma_{yd})/2$ とせん断応力 τ_{xyd} の関係の履歴を示す。 τ_{xyd} と $(\sigma_{xd}-\sigma_{yd})/2$ は、地震中において、ある程度一定の比を保って変動しており、地震時にせん断の卓越する軸が存在していることがわかる。ただし、要素 g においては、 τ_{xyd} と $(\sigma_{xd}-\sigma_{yd})/2$ の比が時々刻々で変化しており、せん断の卓越する軸は明瞭でない。

3.2.4 累積損傷解析結果

図-35に累積損傷解析による残留変形図を示す。 SR_d 算出に式(1)を用いたケース1、2、5および6は、 SR_d 算出に式(2)を用いたケース3、4、7および8に対して変形量が非常に小さい傾向が見られる。

コア材料の累積ひずみ特性に不飽和条件を用いたケース1、3、5および7においては、コアゾーンの沈下量がフィルタ、ロックゾーンの沈下量よりも小さくなった。コアゾーンの累積ひずみ特性に飽和条件を用いたケース2、4、6および8においては、コアゾーンの沈下量がロック、フィルタゾーンの沈下量よりも大きく、上下流のロック、フィルタゾーンがコア方向に傾く形状となった。半パルス法を用いたケースは、

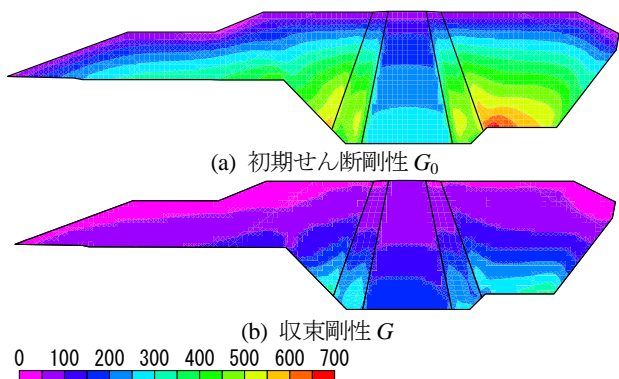


図-32 せん断剛性の分布（単位：MPa）

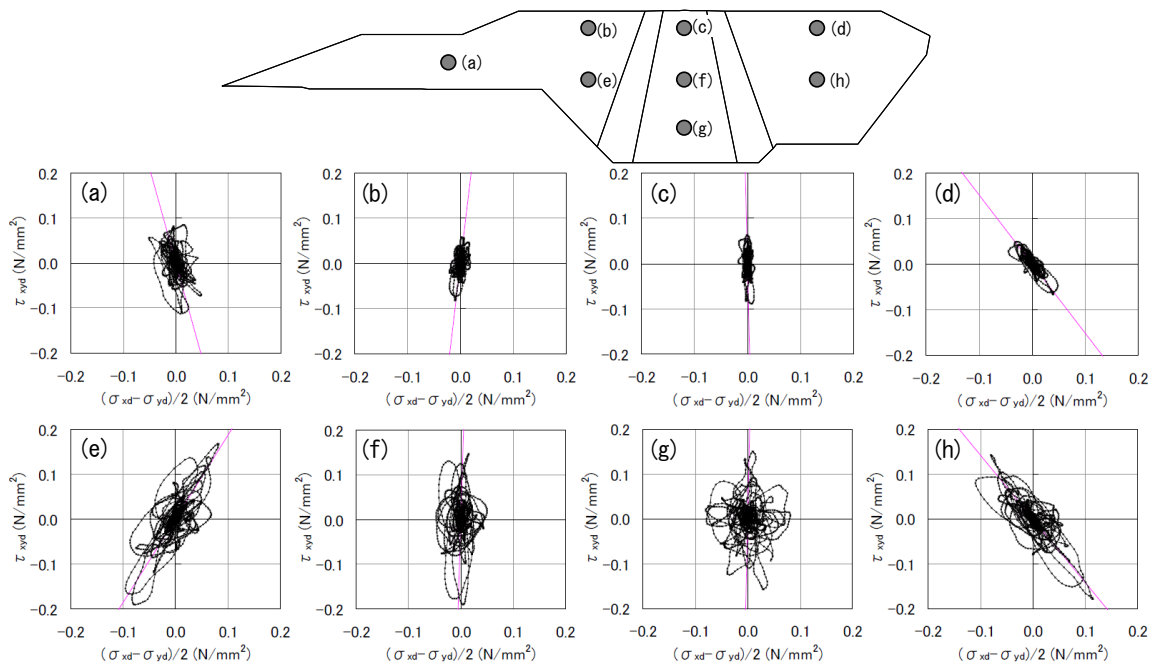


図-34 堤体内各要素のせん断応力の時刻歴

表-10 層別沈下計最上段部の沈下量

ケース	コア材料の条件	SR _d 計算式	パルス	沈下量 (m)		
				上流ロック	コア中央	下流ロック
1	不飽和	式(1)	全パルス法	0.010 (0.024)	0.010 (0.017)	0.004 (0.014)
2	飽和			0.010 (0.024)	0.032 (0.069)	0.004 (0.015)
3	不飽和	式(2)		0.157 (0.255)	0.066 (0.104)	0.110 (0.176)
4	飽和			0.157 (0.258)	0.331 (0.450)	0.111 (0.180)
5	不飽和	式(1)	半パルス法	0.021 (0.071)	0.016 (0.031)	0.018 (0.056)
6	飽和			0.022 (0.073)	0.101 (0.196)	0.018 (0.057)
7	不飽和	式(2)		0.189 (0.293)	0.083 (0.126)	0.153 (0.227)
8	飽和			0.190 (0.297)	0.442 (0.586)	0.155 (0.233)
実測値	-	-	-	0.182	0.432	0.164

*) 括弧内は同位置における天端の沈下量

同じ条件に対して全パルス法を用いたケースに対して、変形量が大きくなる傾向が見られた。

表-10 に層別沈下計設置位置近傍における天端の沈下量と層別沈下計最上部の沈下量を、図-36 に沈下量の鉛直分布の比較を示す。SR_d 算出に式(1)を用いたケース1、2、5および6では、全てのゾーンで解析結果が実測値よりもかなり小さくなった。一方、SR_d 算出に式(2)を用いたケース3、4、7および8では、コア材料の累積ひずみ特性に飽和条件の物性を用いたケース4および8の方が、コア材料の累積ひずみ特性に不飽和条件の物性を用いたケース3および7よりも、コアゾーンの沈下量の実測値に対する再現性が高い結果が得られた。ここで、同一の解析条件について半パルス法と全パルス法の結果を比較すると、半パルス法

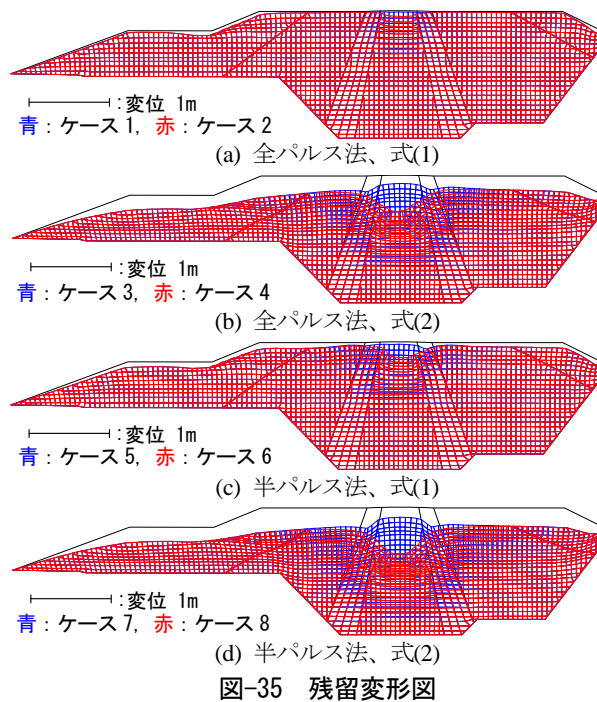


図-35 残留変形図

を用いたケース5~8の方が、全パルス法を用いたケース1~4よりも変位量が大きくなる傾向が見られた。また、本検討条件下において、全パルス法、半パルス法それぞれにおいて沈下量実測値に対する再現性が高くなったケース4 (全パルス法) とケース8 (半パルス法) では、半パルス法を用いたケース8が、全パルス法を用いたケース4に比べて沈下量の実測値に近い値となった。ここで、ケース8の解析結果と層別沈下

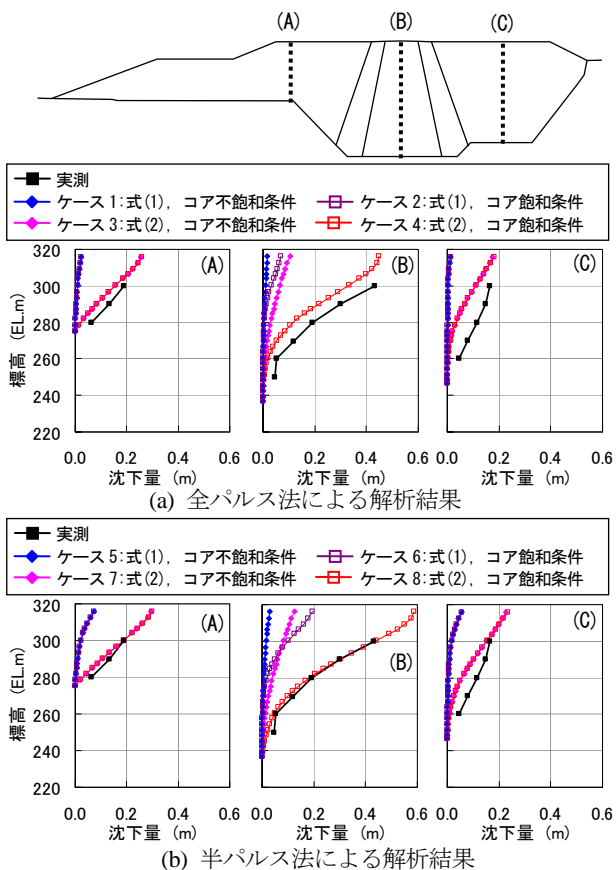


図-36 層別沈下計測値と解析値の比較

計測値の鉛直分布を比較すると、上流ロック部およびコア部では、解析結果と実測値の分布形状はよく一致している。下流ロック部では、層別沈下計最上段の沈下量は解析結果と実測値で近い値となったが、深部において、解析結果が実測値に比べて沈下量が小さい傾向が見られた。

3.2.5 まとめ

累積損傷解析により、岩手・宮城内陸地震時の A ダムの沈下挙動を再現できた。

繰返しせん断応力比 SR_d の算出に 2 種の式を用いて比較した結果、式(1)に対して式(2)による変位量の再現性が高くなった。

コアゾーンの累積ひずみ特性について、不飽和条件に加え不飽和条件を設定し、沈下量の再現性を比較した。その結果、コアゾーンの累積ひずみ特性に飽和条件を採用したケースの実測値に対する再現性が高くなった。

全パルス法と半パルス法を比較した結果、半パルス法を用いたほうが残留変位量は大きくなった。また、半パルス法を用いた方が、沈下量の実測値に近い結果となった。

4. A ダムの完成後・湛水時の地震変形解析

3 章で再現解析を行った中央土質遮水壁型ロックフィルダムである A ダムにおいて、ダム完成後の湛水時の地震変形解析を行った。

4.1 解析方法

解析方法は、築堤解析および湛水解析により堤体内の静的応力分布を算出し、これを初期応力とした動的解析を行い、地震時の堤体応答を求める方法とした。

4.2 解析条件

(1) 解析モデル

解析モデルを図-37 に示す。モデルは完成後の最大断面の形状を再現した 2 次元断面とした。築堤解析では、堤体および基礎をモデル化し、動的解析では堤体のみをモデル化して、底面を固定境界とした。

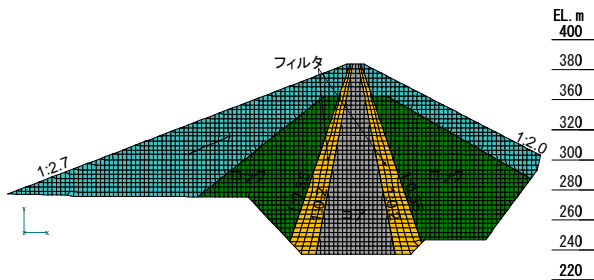


図-37 解析モデル (堤体部)

(2) 解析物性

築堤解析に用いる物性値は地震時の再現解析に用いたものと同様とした (表-8)。浸透流解析に用いるコア材料の透水係数は $1.0 \times 10^{-6} \text{ cm/s}$ とした。

動的解析に用いる物性値は、表-2 に示した A ダムの各材料の物性値を採用した。なお、本研究の等価線形

表-11 地震被災部分の解析物性値

ゾーン名	物性 A		物性 B (地震による沈下を考慮)			
	密度(g/cm^3)		初期剛性		密度(g/cm^3)	
	湿潤	飽和	G_0 (MPa)		湿潤	飽和
コア	飽和	2.07	335 $\sigma_m^{0.496}$		2.09	2.11
	不飽和		295 $\sigma_m^{0.444}$			
フィルタ	飽和	2.08	523 $\sigma_m^{0.580}$		2.10	2.16
	不飽和		628 $\sigma_m^{0.665}$			
ロック	飽和	2.01	474 $\sigma_m^{0.479}$		2.05	2.13
	不飽和		737 $\sigma_m^{0.680}$			

3%上昇させる

化法による動的解析は堤体のみをモデル化しているため、基礎地盤でのエネルギー逸散を等価逸散減衰率として、材料減衰率に一律 15% を上乘せした。

累積損傷解析に用いる累積ひずみ特性は、表-3 および図-5 に示した A ダムの各材料に関する物性値を用いた。

また、岩手・宮城内陸地震時に盛立されていた堤体部分については、動的解析および累積損傷解析において、地震による沈下を考慮し、密度と初期剛性を表-11 のケース B のように設定した。

(3) 入力地震動

入力地震動は、再現解析と同様、A ダム近傍の既設ロックフィルダムの基礎部の加速度時刻歴から作成した地震動（波形 1、図-31）と断層モデルとした L2 地震動（波形 2、図-38）の 2 種類とした。L2 地震動波形を図-38 に示す。

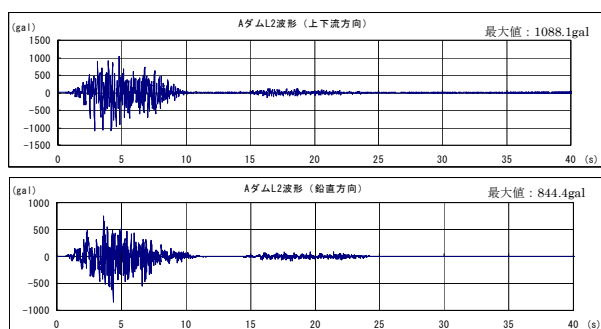


図-38 L2 入力地震動

(4) 解析ケース

解析ケースは、地震時の沈下を考慮した物性 A と地震時の沈下を考慮した物性 B のそれぞれについて、式(1)と式(2)の 2 種類の SR_d の算出方法とした 8 ケースと

表-12 解析ケース

ケース	解析手法		逸散減衰	物性
1	式(1)	全パルス法	15%	物性 A
2		半パルス法		
3	式(2)	全パルス法		
4		半パルス法		
5	式(1)	全パルス法	15%	物性 B
6		半パルス法		
7	式(2)	全パルス法		
8		半パルス法		

した。解析ケースを表-12 に示す。

4.3 静的・動的解析結果

G₀ は堤体表面から距離に応じて大きくなり、下流側のフィルタおよびロックゾーンで最も大きくなる。図-39 に初期せん断剛性 G₀ を示す。

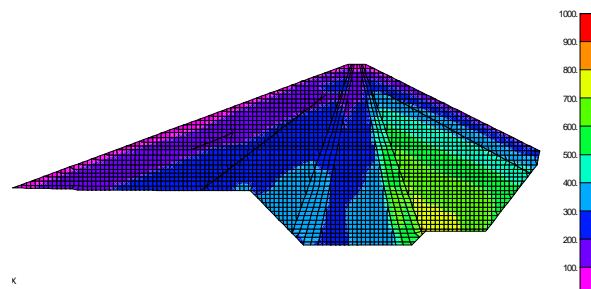


図-39 初期せん断剛性 G₀/物性 A、B 共通 (MPa)

図-40 に上下流方向の最大加速度の鉛直分布を示す。最大加速度については物性 A と物性 B で有意な差は見られなかった。図-41 に波形 2 における上下流方向の最大加速度の鉛直分布を示す。波形 1 と波形 2 の上下流方向の最大加速度を比較すると、上流側および下流側では、波形 1 よりも波形 2 の方が大きくなるが、天端付近では波形 2 の方がやや小さくなる傾向が見られた。

4.4 累積損傷解析結果

各ケースにおける累積損傷解析による天端の沈下量を表-13 に示す。式(1)を除き、地震による沈下を考慮した物性 B の方が沈下量が大きくなる傾向を示した。天端の最大沈下量はケース 8 が最大となり波形 1 で 40.8cm、波形 2 で 51.4cm である。沈下の傾向としては、上流側の方が沈下が大きく、それに引きずられるように上流側に変形していることが分かる。

波形 1 のケース 8 の沈下変形図を図-42 に、残留変形図を図-43 に示す。式(1)を用いた方法では、波形 1 よりも波形 2 の方が沈下量が小さくなる結果となった。

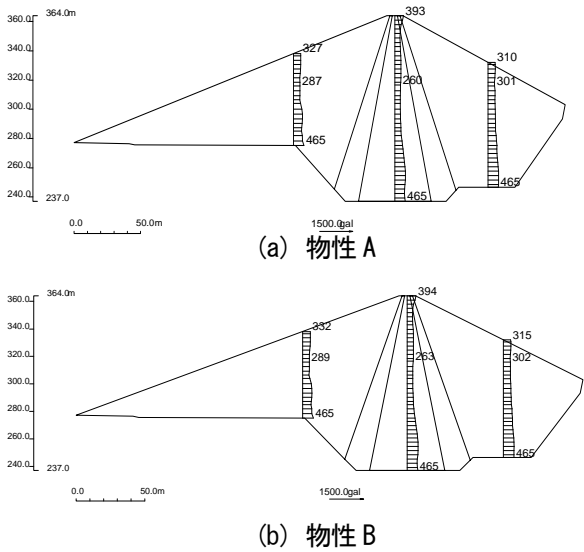


図-40 上下流方向の最大加速度（波形1）

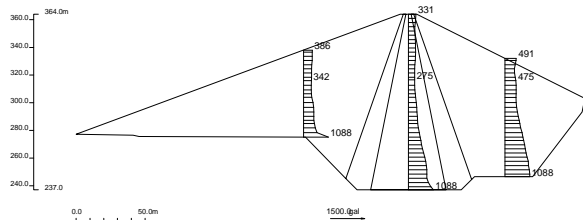


図-41 上下流方向の最大加速度 [物性 B] (波形 2)

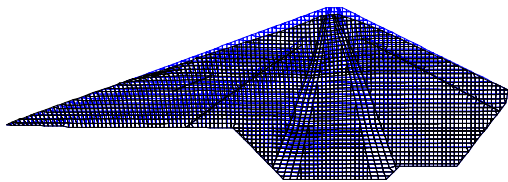
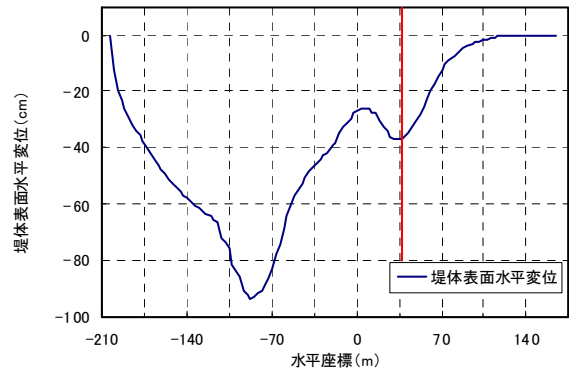


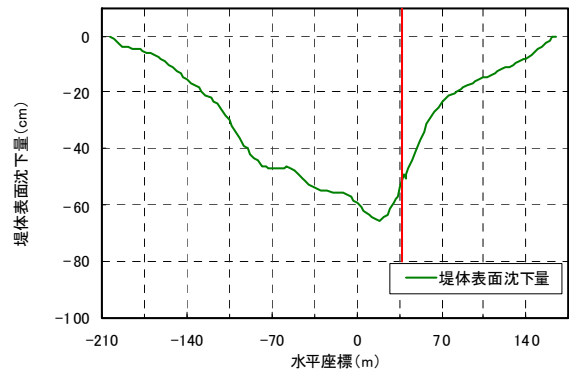
図-42 沈下変形図（ケース 8）

表-13 天端沈下量

ケース	解析手法		物性	天端沈下量 (cm)	
				波形 1	波形 2
1	式(1)	全パルス法	物性 A	13.8	9.2
2		半パルス法		20.2	17.1
3	式(2)	全パルス法		31.2	38.9
4		半パルス法		38.1	47.0
5	式(1)	全パルス法	物性 B	14.1	8.8
6		半パルス法		21.2	19.0
7	式(2)	全パルス法		30.3	42.7
8		半パルス法		40.8	51.4



(a) 堤体表面水平変位（下流方向が正）



(b) 堤体表面沈下量

図-43 残留変形図（ケース 8）

5. 結論

近年の大規模地震で発生しているフィルダムのすべりを伴わない揺すり込み沈下量の評価方法を主な検討項目として、また「大規模地震時におけるフィルダムの沈下量の評価方法の提案」を達成目標として、本研究を実施した。

本研究において、2008年の岩手・宮城内陸地震により建設中に地震を受けたAダムのすべりを伴わない沈下量を精度よく再現することができた。Aダムの再現解析結果などから、地震時の揺すり込み沈下量を評価するために累積損傷解析を実施する際には、動的物性の拘束圧依存性や地震時の飽和・不飽和条件などを詳細に考慮したうえで解析を実施する必要がある。

本研究により得られた成果を以下にとりまとめる。これらの成果により、本研究の達成目標は達成されたと考えている。

5.1 種々の条件が動的強度特性に与える影響

平均有効応力や、飽和・不飽和条件を変化させて行われた繰返し三軸試験結果を整理し、それらの条件が堤体材料の動的強度特性に与える影響を検討した。その結果、堤体材料の動的強度は、平均有効応力が小さ

いほど大きくなることがわかった。また、不飽和条件における動的強度は、飽和条件に比べてかなり大きくなることが分かった。

5.2 地震時の堤体内応力状態を考慮した SR_d 計算式の検討

堤高 100m の ECRD モデルを対象に静的、動的解析を行い、地震時の堤体内部の応力状態を推定し、得られた応力から SR_d を算出する方法を検討した。その結果、ロックフィルダムに累積損傷解析を適用する場合、せん断応力の大きさのみに着目した式(1)では、必ずしも SR_d の大きさやゼロクロッシングを適切に評価できない可能性があることがわかった。一方、式(2)は、地震時に卓越するせん断応力を概ね再現できているが、せん断応力の方向にばらつきがある場合には SR_d を適切に評価できない可能性がある。また、地震時の増分応力のみを用いるため、初期応力の影響が反映されていない課題があることがわかった。

5.3 ECRD と CFRD モデルによる種々の条件がすべり変形量や揺すり込み沈下量に与える影響

各種条件下において ECRD と CFRD のモデルに対するすべり変形解析と累積損傷解析を行い、すべり変形量や揺すり込み沈下量への影響分析を行った結果、以下の知見を得た。

5.3.1 ECRD モデルに対する検討

堤高 100m の ECRD モデルに対する累積損傷解析は、近年の地震で確認されたすべりを伴わない沈下の現象を良く再現しており、その沈下量は入力地震動の波形や最大水平加速度の大きさ、動的変形特性などの物性に大きな影響を受ける。また、物性や入力地震動によっては、揺すり込み沈下量はすべり変形量よりもかなり大きくなる場合があった。

さらに、5.1.1 節で得られた動的強度特性を用いて堤高 100m の ECRD モデルに対して累積損傷解析を実施した。その結果、初期平均有効応力や、飽和・不飽和条件が揺すり込み沈下量に与える影響は大きいことがわかった。

5.3.2 CFRD モデルに対する検討

堤高 100m の CFRD モデルのすべり変形量および揺すり込み沈下量は、入力地震動の最大水平加速度が大きいほど大きくなるが、それらの変形量は、同一最大加速度においても入力波形の特性に大きく影響を受けることがわかった。また、本検討における解析条件では、すべり変形量よりも揺すり込み沈下量のほうが大

きくなった。また、累積損傷解析により得られた CFRD モデルの変形形状は、地震によりすべりを伴わず比較的大きな沈下の発生した実際の CFRD の変形形状を、定性的ではあるが再現できていることがわかった。

5.3.3 ECRD と CFRD モデルの比較

ECRD と CFRD モデルの変形量を比較した結果、揺すり込み沈下量は CFRD モデルがわずかに小さく、すべり変形量は、条件によって大小関係が異なることがわかった。

5.4 大規模地震時によりすべりを伴わない沈下を生じたロックフィルダムの再現解析

5.4.1 石淵ダムの再現解析

岩手・宮城内陸地震による石淵ダムの変形挙動について、累積損傷解析を用いて再現解析を行った。

- (1) 等価線形解析による動的解析を行った結果、天端最大加速度の再現性は、上下流方向についてはある程度の精度で再現できたが、鉛直方向は再現性が低い結果となった。石淵ダムの天端の地震計設置方法、堤体内に残存するピア、あるいは石淵ダムの物性が不明なことから他ダムの物性を使用していること、などが影響を与えている可能性がある。
- (2) 累積損傷解析による残留変形は、沈下量は実測値に対して若干小さく、水平変位は実測値に対してかなり小さくなった。この要因としては、動的解析による天端鉛直加速度が実測値に対してかなり小さいことや、本解析手法は、地震時の残留変形を自重解析により求めているため、水平方向の変位の再現性は鉛直方向に比べて小さいことが考えられる。
- (3) 累積損傷解析において、2種のせん断応力比算出方法を用いて比較した結果、式(1)に対して、式(2)による変位量や変形形状の再現性が高くなった。また、式(2)による堤体内部の沈下量の分布は、2008年汶川地震により沈下した CFRD である紫坪鋪ダムの沈下量の分布に定性的に一致していることが分かった。
- (4) 天端加速度時刻歴の再現性の高いケースを選定してすべり変形解析を行った。その結果、すべり変形は発生するが、そのすべり変形量は、累積損傷解析による沈下量に比べてかなり小さな値となった。

5.4.2 Aダムの再現解析

岩手・宮城内陸地震により建設中に地震を受けた A ダムの変形挙動について、累積損傷解析を用いて再現

解析を実施した。

- (1) 累積損傷解析において、2種のせん断応力比算出方法を用いて比較した結果、式(1)に対して、式(2)による変位量や変形形状の再現性が高くなった。
- (2) コア材料の累積ひずみ特性に飽和条件を採用した累積損傷解析による残留変形は、不飽和条件を採用したケースに比べてコアゾーンの実際の沈下量をよく再現できていることがわかった。この原因としては、地震時にAダムのコアゾーンにおいて間隙水圧の顕著な上昇が観測されており、盛立に伴う間隙水圧の上昇とともに地震による感激水圧の上昇とあいまって、地震時のAダムのコア材料は飽和時に近い動的強度特性であったためと推察される。

5.5 Aダムの完成後・湛水時の地震変形解析

Aダムの完成後・湛水時の地震変形解析を行った。その際、2008年の岩手・宮城内陸地震が発生した時に建設中だった堤体の動的変形物性は地震時の沈下を考慮したケースと考慮しないケースの2種類を設定した。地震動は再現解析に用いた波形(波形1)と断層モデルのL2地震動(波形2)とした。

- (1) 動的解析による最大加速度は、地震時の沈下を考慮しない物性Aと沈下を考慮した物性Bで有意な差は見られなかった。
- (2) 動的解析による上下流方向の最大加速度を比較すると、上流側および下流側では、波形1よりも波形2の方が大きくなるが、天端付近では波形2の方がやや小さくなる傾向が見られた。
- (3) 累積損傷解析による天端の沈下量は物性Bの半パルス法を用いたケースで波形1で40.8cm、波形2で51.4cmとなった。
- (4) 地震による沈下を考慮した物性Bの方が沈下量が大きくなる傾向を示した。これは、物性Bを用いた応答解析による最大応答加速度が若干大きくなったことが原因と考えられる。

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) (財)ダム技術センター：フィルダム設計合理化検討分科会報告書，ダム構造・設計等検討委員会，2001.3.
- 3) 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，pp.69-101，2006.5.
- 4) 猪股、永山ら：大規模地震に対するダムの耐震性能照査に関する資料，国土技術政策総合研究所資料 No.244／

土木研究所資料第3965号，2005.3.

- 5) 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に伴う変形予測手法，ダム技術，No.244，pp.15-31，2007.1.
- 6) 山田勝彦，真鍋進，羽守紀幸，龍岡丈夫：大型不攪乱砂礫試料の非排水繰返し三軸試験結果の解析，土の非排水繰返し試験—室内試験，原位置試験および試験結果の利用—に関するシンポジウム論文集，pp.175-184，1988.
- 7) 米崎文夫，佐藤信光，染矢武彦：構造物の耐震設計手法の研究—徳山ダムのレベル2地震動による耐震検討—，水資源開発公団試験研究所材料試験研究室，試験研究所報告書第99213号，2000.3.
- 8) 大本家正，安養寺学，長瀬修，新屋敷隆：長野県西部地震における牧尾ダムの挙動解析の試み，水資源開発公団，第19回技術研究発表会資料.
- 9) Jiro Kuwano and Kenji Ishihara: Analysis of Permanent Deformation of Earth Dams Due to Earthquakes, Soils and Foundations, Vol. 28, No. 1, pp. 41-55, 1988.
- 10) 三石真也，大谷知樹，末久正樹，山口嘉一，岩下友也，林直良，佐々木晋：平成20年(2008年)岩手・宮城内陸地震被害調査報告，土木研究所資料，第4120号，pp.90-137，2008.
- 11) 国土交通省東北地方整備局北上川ダム統合管理事務所：石淵ダム機能評価調査検討会，現地調査打合せ資料，2008.8.
- 12) 建設省東北地方建設局石淵ダム管理所：石淵ダム建設記録，p.39，p.234，1962.
- 13) 松本徳久，安田成夫，木下靖，大久保雅彦：ロック材料の動的変形特性とせん断強度—ねじり単純せん断と三軸試験の比較—，土木研究所資料，第2932号，1991.
- 14) Yang Zeyan, Zhang Jianmin, Gao Xizhag: Preliminary analysis for earthquake-resistant performance of Zipingpu CFRD in Wenchuan Earthquake, Modern Rockfill Dams-2009, Proc. 1st international symposium on rockfill dams, 中国水利水电出版社, pp. 801-813, 2009.
- 15) 館山勝，龍岡丈夫，古関潤一，堀井克己：盛土の耐震設計法に関する研究，鉄道総研報告，Vol.12, No.4, pp.7-12, 1998.4.
- 16) (財)鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計，丸善株式会社，pp.317-329，1999.
- 17) 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 Vol.15, No.2, pp.120-136，2005.6.

EVALUATION METHOD OF EARTHQUAKE-INDUCED SETTLEMENT OF ROCKFILL DAMS DUE TO LARGE EARTHQUAKE MOTIONS

Abstract : According to “*Guidelines for Seismic Safety Evaluation of Dams (Draft)*” (MLIT, 2005), the seismic safety of rockfill dam should be evaluated based on the amount of sliding displacement due to large earthquake motions. But, during the Niigata-ken Chuetsu Earthquake in 2004, a large settlement without sliding was observed at a rockfill dam at which consolidation settlement had almost finished before the earthquake. Thus, to accurately estimate the settlement due to large earthquake motions, the settlement should be reproduced by other method, such as deformation analysis based on cumulative damage theory. The purpose of this research is to clarify the dynamic strength of construction materials from the results of cyclic triaxial tests under various conditions, to execute an earthquake-induced deformation analysis, and to propose an appropriate evaluation method of earthquake-induced settlement.

In this fiscal year, we summarize and analysis past dynamic laboratory test results for construction materials and evaluate differences of dynamic properties due to the confining pressures and the saturated-unsaturated conditions. We calculate displacements induced by large earthquake motions using cumulative damage theory and evaluate differences of displacements due to the confining pressure, and saturated-unsaturated conditions. We also conduct reproduction analysis of an ECRD and a CFRD which were observed relatively large settlements without sliding. The ECRD was under construction at the Earthquake. We proposed some new methods to evaluate the SR_d in the cumulative damage theory analysis and we can accurately reproduce the settlements of the CFRD and the ECRD due to the Earthquake.

Key words : Rockfill dam, Large earthquake, Seismic performance evaluation, Sliding displacement, Cumulative damage theory