

3.1 連動型大規模地震に対するロックフィルダムの耐震性能照査手法の検討

研究年度：令和元年度

研究分野：ダム構造・設計に関する調査研究

調査研究名：連動型大規模地震に対するロックフィルダムの耐震性能照査手法の検討

研究者：安田成夫*、中森康介

【要約】

本研究は、連動型大規模地震に対する既設ロックフィルダムの地震時挙動の解明及び耐震性能照査手法の開発を目的とする。2008年の岩手・宮城内陸地震により震央から約15km離れた荒砥沢ダムの振動特性が一時大きく変動した。本研究はこの事象を解析により再現した上で、ダムの振動特性が回復されてないうちに、再び直下型の強い地震を受けた場合のダムの挙動を解析し、当該ダムの耐震性能を照査した。結果として、先発地震を受けて変化したダムの振動特性が後発地震におけるダムの動的挙動に大きく影響を及ぼすことが明らかになった。また、それぞれの地震によるすべり変形及び揺すり込みに伴う変形を合算することによりダムの最終的な残留変形を予測する方法を提案した。なお、連動型大規模地震に備え、強い地震を受けたダムの緊急対応策を提案している。

【キーワード】

ロックフィルダム、連動型地震、地震応答解析、耐震性能照査

【背景・目的】

我が国では、地震応答解析に基づき大規模地震動に対する既設ダムの耐震性能照査が行われている。ダムの地震応答解析及び耐震性能照査は、健全なダムを対象として単発の地震を受けることを想定している。しかし、2008年の岩手・宮城内陸地震時の荒砥沢ダム及び2016年の熊本地震では、これまでダムの耐震性能照査の想定外の事象が発生していたと考えられる。2008年6月14日の岩手・宮城内陸地震(M_w7.2)を受けて、荒砥沢ダムの振動特性(固有振動数、加速度増幅率)は一週間程度に亘って大幅に低下した^{1),2),3)}。本震の約一週間後にダムの振動特性がほぼ回復したと見られたが、これまでダム工学分野で報告されてない。一方、2016年4月14日及び16日の熊本地震では、同一地域が震度7(気象庁震度階)の地震動を28時間以内に2度と受けた⁴⁾。今後、上記の二つの事象が一基のダムで将来発生する可能性があると考えられる。仮に、荒砥沢ダムが岩手・宮城内陸地震の後に、堤体材料の剛性が低下したままで再び震度7程度の地震動を受けた場合、ダムにどのような挙動が生じるか、さらにダム管理の視点で、連動型大規模地震に備えどのような措置を取るべきかについては、現行の「大規模地震に対するダムの耐震性能照査指針(案)」では想定されていないことである。連動型大規模地震に対するロックフィルダムの地震応答解析及び耐震性能照査手法の検討は、ダム工学の研究者及びダム管理技術者に対して新たな課題となっている。よって、本研究は、連動型大規模地震に対するロックフィルダムの挙動を明らかにし、耐震性能照査手法並びにダム

の地震時緊急対応措置の提案を目的とする。

本研究においては、2連動の大規模地震(「地震A」：岩手・宮城内陸地震と「地震B」：仮想する直下型地震)を受ける荒砥沢ダムを想定し、各々の地震におけるダムの振動特性の変化を反映した地震応答解析を行い、材料特性の変化を考慮したすべり変形計算及び揺すり込みに伴う沈下計算を行う。各々の地震によるダムの残留変形を合算することにより連動型大規模地震によるダムの変形挙動を予測し、ダムの地震時安全性を照査する。また、連動型大地震に備え、ロックフィルダムの地震時緊急対応策に関して検討する。

【研究内容】

(1) ダム及び堤体材料の非線形特性

① ダム諸元

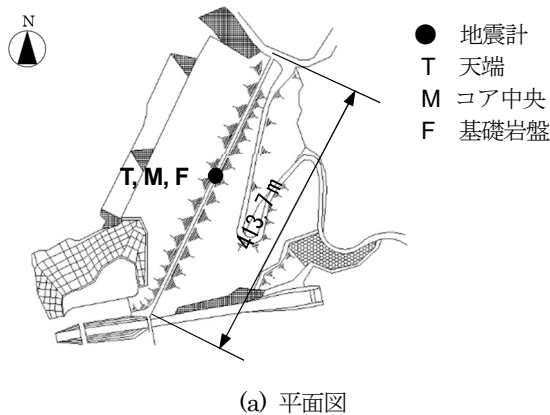
荒砥沢ダムは、宮城県栗原市北上川水系二迫川に1998年に完成した高さ74.4mの中央コア型ロックフィルダムである。表-1にダムの諸元を示す。図-1にダムの平面図および標準断面図並びに地震計の設置位置を示す。ダムの基礎岩盤(F)、コア中央(M)及びダム天端(T)の各観測点で三方向成分(上下流方向、ダム軸方向および鉛直方向)のある地震計が設置されている。

② 地震記録から得られた堤体材料の非線形特性

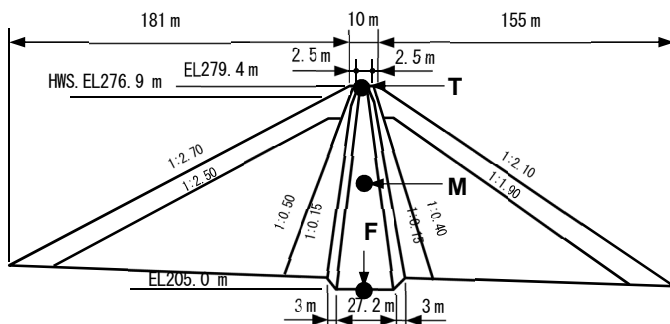
ダムの完成直後の1992年から多数の地震が記録された。このうち、基礎岩盤で10 cm/s²程度以上の地震が約500回、100 cm/s²程度以上の地震が37回であった。2008年6月14日に岩手・宮城内陸地震

表-1 荒砥沢ダムの諸元

ダム所在地	宮城県栗原市栗駒文字荒砥沢
ダム形式	中央遮水型ロックフィルダム
堤高	74.4 m (最低地盤標高 EL205.0 m)
堤頂長	413.7 m
堤頂幅	10.0 m
天端標高	EL.279.4 m
非越流部標高	EL.278.9 m
法面勾配	上流側：1:2.7 下流側：1:2.1
体積	3,048,000 m ³
流域面積	20.4 km ²
総貯水量	13,850,000 m ³
設計震度	0.15 (ダム本体), 0.18 (取水塔, 橋梁), 0.16 (洪水吐)



(a) 平面図



(b) 標準断面図

図-1 荒砥沢ダム及び地震計位置

(M7.2)が発生し、震央から約15km離れている荒砥沢ダムでは、基礎岩盤で上下流方向に最大1024 cm/s²の加速度値が記録された。この値は、ダムの基礎岩盤の地震記録としては国内で最大であった。

この地震を受けて、ダムの固有振動数及び加速度増幅率が大幅に低下したが、地震の約1週間後にダムの振動特性がほぼ地震前の状態に回復した²⁾。

ダムの固有振動数の変化は、加速度の小さな地震動に基づいて調査した。すなわち、天端の上下流方向の最大加速度が10~20 cm/s²の範囲となる地震

記録を、過去に23年間以上に亘って集められた地震記録の中から抽出した。3成分毎の伝達関数について、最初のピークに対応した振動数をダムの固有振動数とし、その結果は図-2に示したように地震が発生した時刻順に並べた。地震時における堤体の固有振動数は、本震(6月14日の岩手・宮城内陸地震)前の地震における堤体の固有振動数から大幅に低下している。6月21日後は、本震後約一週間であるが、ダムの固有振動数は本震前のレベルまでほぼ回復している。

ダムの固有振動数の低下は、堤体材料の剛性の低下を表していると考えられる。1自由度系の固有円振動数 ω と系の剛性 k 及び質量 m の間に式(1)の関係がある。

$$\omega^2 = \frac{k}{m} \quad (1)$$

式(1)における三つの物理量の比例関係はロックフィルダムのような一般的な構造物でも成り立つ。ダムの質量が変わらないため、また、剛性 k とせん断弾性係数 G はポアソン比を介して比例関係にあることに留意すると、せん断弾性係数の変化率とダムの1次固有振動数 f_1 の変化率の間に式(2)に示す関係が成り立つ¹⁵⁾。

$$\frac{f_1^2}{f_{10}^2} = \frac{G}{G_0} \quad (2)$$

ここに、 G_0 と f_{10} は、それぞれ堤体材料の微小ひずみレベルでのせん断弾性係数とダムの1次固有振動数である。式(2)によりダムの1次固有振動数の変化率を基に堤体材料のせん断弾性係数の変化率を算出することができる。また、ダムの天端(T)及び基礎(F)の地震記録によりダムの加速度伝達関数を算出し、その1次ピークに対応する振動数をダムの1次固有振動数 f_1 と見なすことができる。本研究では、過去の小地震の記録の分析から荒砥沢ダムの1次固有振動数 f_{10} が3.2Hzであることがわかっている²⁾。地震毎にダムの1次固有振動数を算出するために、2008年6月14日の岩手・宮城内陸地震及びその余震を中心に、加速度振幅が比較的大きい地震の加速度記録を抽出した。表-2に抽出した地震記録の一覧を示す。また、地震の発生時刻順で番号(No.1~No.19)を与える。

一方、ダムの地震記録を用いて図-3に示す手順により、ダムの平均せん断ひずみを算出することができる。

各地震記録を用いて算出したダムの上下流方向の1次固有振動数及び上下流方向の平均せん断ひずみを表-2にまとめた。式(2)により各地震における G/G_0 の値を求め、発生する平均せん断ひずみ γ との

横軸の数値は地震発生時刻を示す。
 例： 1992 年
 12 月
 29 日
 11 時
 08 分

凡例： ■ ダム堤体の1次固有振動数
 ----- 1次固有振動数の平均値

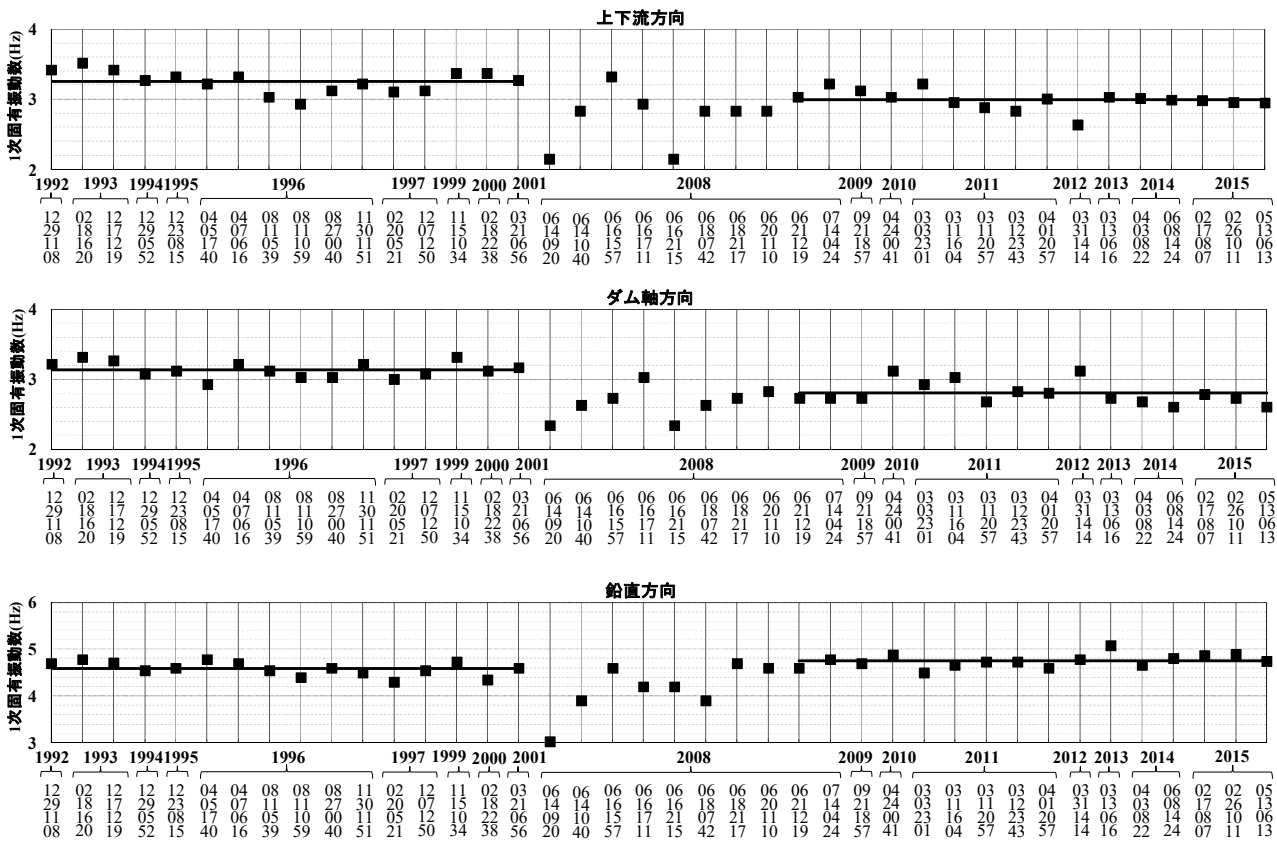


図-2 ダム堤体の1次固有振動数の変化

関係をプロットすると、図-4に示す結果が得られた。図-4の $G/G_0 \sim \gamma$ 関係及び地震の発生時刻により、これらの地震記録の収録期間を以下の三つの期間に分けることができる。

- I 地震1から地震5まで
- II 地震6から地震14まで
- III 地震15から地震19まで

期間 I における $G/G_0 \sim \gamma$ 関係は一つの曲線で近似することができるが、期間 II における同関係とは明らかに異なっている。このことから、岩手・宮城内陸地震 (No.5) を受けて、荒砥沢ダム の材料特性が一時的に変化していたことが明らかである。仮に期間 II におけるダムの地震応答解析及び耐震性能評価を行う場合は、この時期のダムの振動特性および材料特性を考慮する必要がある。また、期間 III における $G/G_0 \sim \gamma$ 関係は期間 I の状態にほぼ回復したと推測できる。なお、期間 I と期間 III の $G/G_0 \sim \gamma$ 関係を図示の実線で近似すると従来の土質材における剛性のせん断ひずみの依存性と類似な関係が得られ

た。 $G/G_0=0.5$ に対応するせん断ひずみは 2.9×10^{-4} であり、荒砥沢ダムの過去の地震時挙動の再現解析⁵⁾により同定されたコアゾーンの基準ひずみ (3.0×10^{-4}) とほぼ一致している。期間 II においては、せん断ひずみ 10^{-4} 以上のデータはないが、ひずみ 10^{-4} 以下の既存のデータに双曲線でフィッティングすると、破線で示す関係が得られた。

(2) 想定事象及び検討方法

① 想定事象

2016年4月14日に熊本地震の前震 ($M_w 6.5$)、同16日に本震 ($M_w 7.3$) が発生し、熊本県益城町では、28時間以内に震度7の地震動を2度と受けた。この事象は国内の地震観測史上初めてのことであった。本研究は、用語として“前震”と“本震”の代わりに、関連性のある二連動の“地震A”と“地震B”を用いる。荒砥沢ダムが2008年の岩手・宮城内陸地震 (これより“地震A”と呼ぶ) を受けて、ダムの振動特性が回復する前に再度 $M 6.5$ の直下型地震 (これよ

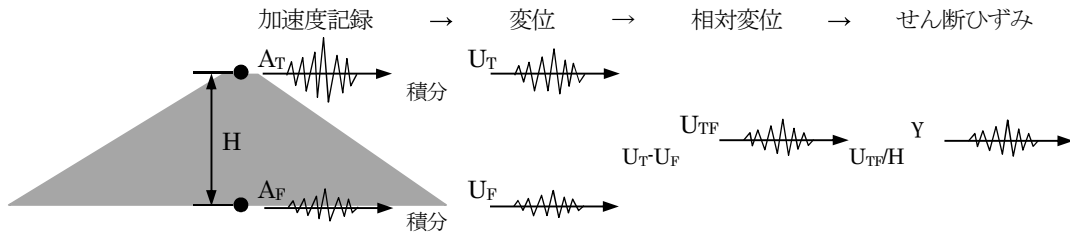


図-3 地震記録からダム平均せん断ひずみの算出手順

表-2 抽出した地震記録及び主な分析結果

番号	発生時刻	M	震源深 (km)	基礎の最大加速度 ^{※1} (cm/s ²)	ダムの1次固有振動数(Hz)	ダムの平均せん断ひずみ
1	1996/08/11 03:12	6.1	9	28	2.930	5.320E-05
2	1996/08/11 08:10	5.8	10	36	2.830	3.920E-05
3	1996/08/11 15:01	4.9	10	30	3.027	6.600E-06
4	2003/05/26 18:24	7.1	72	114	2.637	1.727E-04
5	2008/06/14 08:43	7.2	8	1024	1.514	1.566E-03
6	2008/06/14 09:00	4.2	11	99	2.344	3.700E-06
7	2008/06/14 09:01	4.0	7	482	1.953	7.760E-05
8	2008/06/14 09:14	3.6	4	151	2.246	1.660E-05
9	2008/06/14 09:20	5.7	7	76	2.051	7.980E-05
10	2008/06/14 10:40	4.8	7	120	2.148	5.960E-05
11	2008/06/14 12:09	4.1	8	92	2.246	2.840E-05
12	2008/06/14 12:10	4.8	9	79	2.344	2.480E-05
13	2008/06/14 19:11	4.1	8	229	2.148	5.170E-05
14	2008/06/16 23:14	5.3	7	76	2.246	3.760E-05
15	2008/07/24 00:26	6.8	108	27	2.600	6.530E-05
16	2008/09/25 15:04	4.1	6	119	2.539	7.000E-05
17	2011/03/11 14:46	9.0	24	102	2.307	1.858E-04
18	2011/04/07 23:32	7.2	66	120	2.344	2.405E-04
19	2015/05/13 06:13	6.8	46	18	2.942	1.350E-05

注：^{※1} 基礎岩盤(F)の3方向成分のうちの最大値

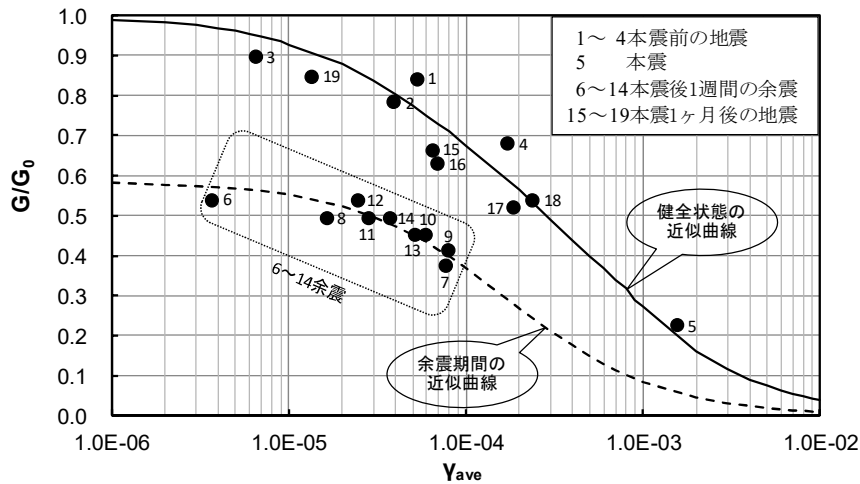


図-4 地震記録により整理した $G/G_0 \sim \gamma$ 関係

※注：図-3の本震は、岩手・宮城内陸地震を指す。

り“地震B”と呼ぶ)を受けることを想定する。本研究は、このような連動型大規模地震に対するダム
の地震時挙動を予測し、その結果を以てダムの安全性を照査する。また、フィルダムに関する耐震性能
の照査指針ではダム及び基礎における液状化についても判定するが、荒砥沢ダムはロックフィルダムで
あるため、液状化の発生確率は極めて低いことから、液状化についての検討は実施しない。

上記の想定事象における地震動の設定について、地震Aは内陸活断層によるM_w 7.2の地震であった
が、震央から荒砥沢ダムまでの距離は約15kmであった。この地震の直後、荒砥沢ダムの直下、または
近傍を震央位置とした余震が数十回発生した。地震Bとしては、荒砥沢ダムの直下に潜在の活断層による
M_w 6.5の地震を想定する。地震Bによるダム底部位置の地震動は、岩手・宮城内陸地震の余震時荒
砥沢ダムでの加速度記録をダムの耐震性能照査用下限スペクトル^⑥(図-13 下段を参照)に適合させる
ことにより作成する。

② 検討方法

ダムの地震時挙動及び耐震性能に対する主な影響要因には、堤体材料の強度や剛性(弾性係数)などの
物性に関するもの、地震動や岩盤条件や貯水池条件などがある。連動型地震の地震Aを受けること
によりダムの材料特性が変わっていれば、地震Bに対するダムの地震時挙動を予測するには地震Aを受け
て変化した材料特性を考慮しなければならない。図-4に示す通りに地震Aの直後の約1週間において
は、堤体材料のせん断弾性係数の変化率とせん断ひずみの関係は他の時期の同様の関係と明らかに異な
っている。地震A後の1週間のうちに再度発生する大地震に対するダムの地震応答を予測するには、堤
体材料の初期せん断弾性係数G₀及びせん断弾性係数のせん断ひずみ依存性を余震期間中のものを用い
るべきと考える。従って、本研究では、地震A及び地震Bにおけるダムの地震応答解析に、G₀の変化
及びGのせん断ひずみ依存関係の変化などを考慮した上で等価線形化法を用いた。地震によるダムの
残留変形の予測には、すべりによる変形及び揺すり込みに伴う変形をそれぞれ計算し、その結果を合算
することによりダム堤体の最終の変形を予測した。図-5には本研究における連動型大規模地震に対
するロックフィルダムの耐震性能照査の流れを示す。次節以降に、地震Aと地震Bを分けて、検討を行う。

(3) 地震Aに対するダムの地震応答

① 地震時挙動の再現解析

(a) 解析モデル

ダムの設計図面およびダムサイトの詳細な地形・地

質データを基に作成した三次元解析モデルを図-6に示す。貯水池を含めた解析モデルの周辺及び底面に
粘性境界条件^⑦を用いて、解析領域外の自由地盤の振動による影響も考慮した。

地震前の初期応力計算においては、地震時水位270.1mにおける浸透流解析により求めた浸透圧を
考慮してダムの有効応力を求めた。一方、地震時の堤体材料と間隙水及び貯水池との相互作用に関して
は不明な点があるため、ここでは考慮しない。

(b) 物性値

解析は、地震時堤体材料の非線形性を考慮して等価線形化法を用いた。解析におけるダムの初期せん
断弾性係数は、多数のロックフィルダムの弾性波探査に基づく沢田式^⑧を基に設定した上で、過去の小
地震の観測結果から推定したダムの一次固有振動数に合致するように固有値解析により同定した。堤体
材料のせん断弾性係数のせん断ひずみ依存性を図-4に示す健全状態の近似曲線を用いた。

減衰については、レイリー型減衰として、式(3)により算出している。

$$[C]^e = \alpha[M]^e + \beta[K]^e \quad (3)$$

ここに、[C]、[M]、[K]は、順に減衰、質量、剛性マトリックスであり、上添字eはこれらのマトリッ
クスは要素毎のものとする。α、βは式(4)により定義されるパラメータである。

$$\alpha = 1.4 \cdot h \cdot \omega_1 \quad \beta = 0.6h/\omega_1 \quad (4)$$

ここに、ω₁はダムの1次固有円振動数であり、過去の小地震の記録から推定した振動数3.2Hzから換
算して用いる。減衰定数hは、そのひずみ依存性を考慮して、式(5)の双曲線モデルを用いた。

$$h = h_{\max} \frac{\gamma}{\gamma + \gamma_r} + h_0 \quad (5)$$

ここに、hとh₀およびh_{max}は順に減衰定数、その低ひずみレベルの値および最大値であり、表-3及び
図-7に示す過去の地震時挙動の再現解析結果^③を引用した。γは有効せん断ひずみ(最大値の2/3)、γ_r
は基準せん断ひずみであり、図-4の結果を参考にしてすべての堤体材料に2.9×10⁻⁴を用いた。

堤体材料のポアソン比は、沢田式^⑧により設定した。堤体材料の密度は、ダムの施工品質管理試験結果を用い、その値を表-4に示す。

洪水吐コンクリートは、線形材料として弾性係数は30000 N/mm²、ポアソン比は0.2とした。基礎岩

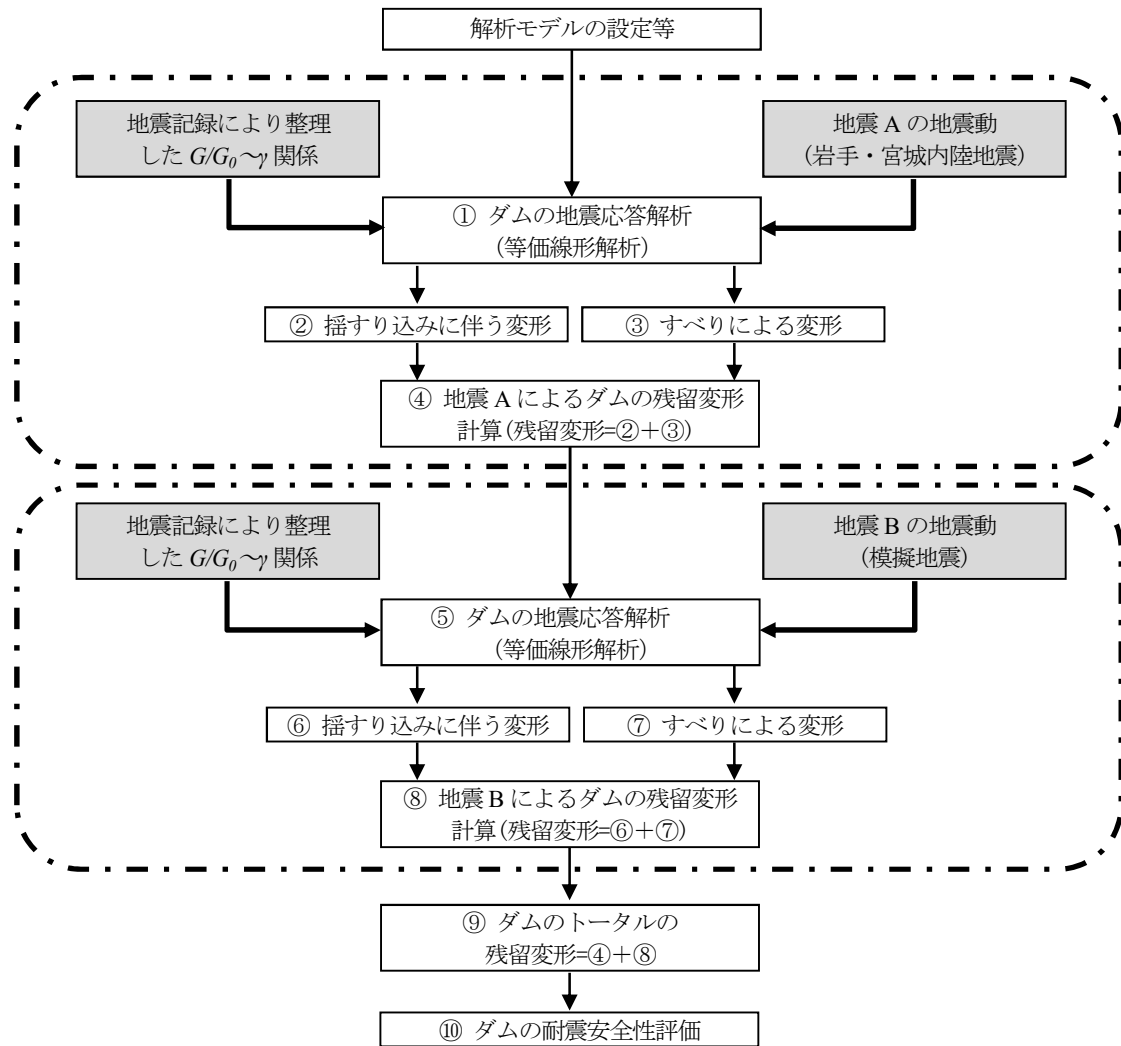


図-5 運動型大規模地震に対するロックフィルダム耐震性能の照査フロー

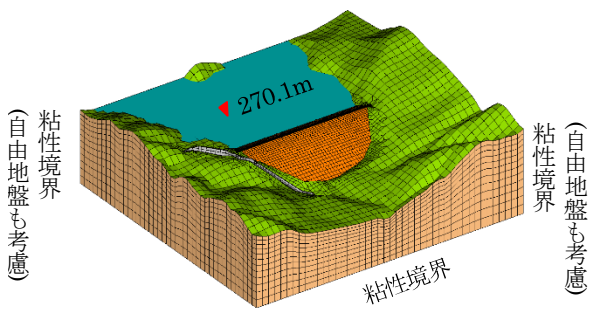


図-6 解析モデル

盤も線形材料として、せん断弾性係数は C_M 級岩盤のせん断波速度の一般値 ($V_s=1440\text{m/s}$) から換算することにより 5500 N/mm^2 とした。基礎岩盤のポアソン比は、 C_M 級岩盤の一般値 0.25 とした。

(c) 入力地震動

地震 A は実地震であるから、地震時ダムの基礎岩盤 (F) で観測された地震記録 (図-8(c)の実線で示す) を用いて、図-6 の解析モデルを用いて逆解析により

基礎岩盤モデル底面の入力地震動を作成した。

(d) 再現解析結果

図-8に各地震観測点の加速度時刻歴、図-9に一例としてダム基礎 (F) 及び天端 (T) の上下流方向の加速度のフーリエスペクトル及び伝達関数を示す。図-8 に示す通り、各観測点の加速度最大値にはある程度差があるものの、加速度応答波形は概ね一致している。天端の加速度時刻歴の 6 秒前後を除けば全体的に良好な再現性が得られている。一方、天端の加速度応答時刻歴の 0 秒から 4 秒までの間は観測波と解析の応答波がほぼ同じ位相、あるいは観測波のピーク値がやや早い時刻で出現することに対して、4 秒以降は逆に観測波のピーク値がやや遅く現れている。これは、解析では等価線形化法を用いるため、堤体材料の剛性が全時刻歴で一定値であるのに対して、実ダムでは地震の主要動を受けて堤体材料の剛性が低下し、波の伝播速度も次第に低下したことによると考えられる。また、図-9 において、約 2Hz までの低い振動数範囲では、基礎岩盤及び天端位置

の加速度応答のフーリエスペクトルが良く一致していること、振動数が高くなるにつれて、解析と観測結果のずれが徐々に大きくなっている。これも、等価線形解析における堤体材料の物性値を一定としたことと、実地震では時々刻々に変化する物性値との違いによると推定される。結果として、解析では低い振動数成分に対応した物性値は、高い振動数の地震応答に差をもたらしたと考えられる。

表-3 地震時挙動の再現解析により同定した減衰定数

区分	最大減衰 h_{max}	初期減衰 h_0
A: コア中下部	20%	5%
B: コア表層	30%	
C: フィルター	30%	
D: トランジション	30%	
E: ロック(インナー)	23%	
F: ロック(アウター)		

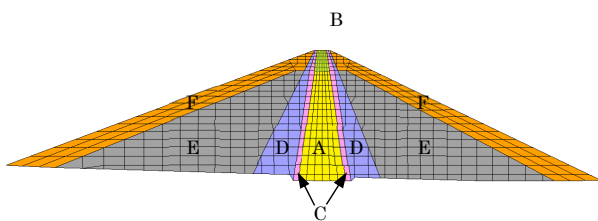


図-7 物性のゾーン分け (表-3に引用)

表-4 堤体材料及び基礎岩盤の密度

材料区分	密度(g/cm ³)		
	湿潤	飽和	
コア	2.04	2.10	
フィルター	2.34	2.43	
トランジション	2.24	2.33	
上流ロック	インナー	2.15	2.29
	アウター	2.15	2.32
下流ロック	インナー	2.18	2.32
	アウター	2.13	2.30
洪水吐	2.40		
基礎岩盤	2.60		

② 地震Aによるダムの残留変形の算出

地震Aに対するダムの応答解析により、荒砥沢ダムの地震時挙動を再現することができた。この解析結果を用いて、地震Aによるダムの残留変形を算出する。

表-5 堤体材料の強度係数

区分	強度係数		根拠 ¹⁴⁾	
	粘着力 (MPa)	摩擦角 (度)		
コア	0.049	33.2	三軸試験結果に基づいている。	
フィルター	0.078	42.2		
トランジション	0.039	39.9		
上流ロック	インナー	0.049		42.7
	アウター	0.049		43.4
下流ロック	インナー	0.049		40.2
	アウター	0.049	42.7	

前述した通り、地震によるダムの残留変形を変形メカニズムによって、すべりによる変形と揺すり込みに伴う変形に分けて計算する。

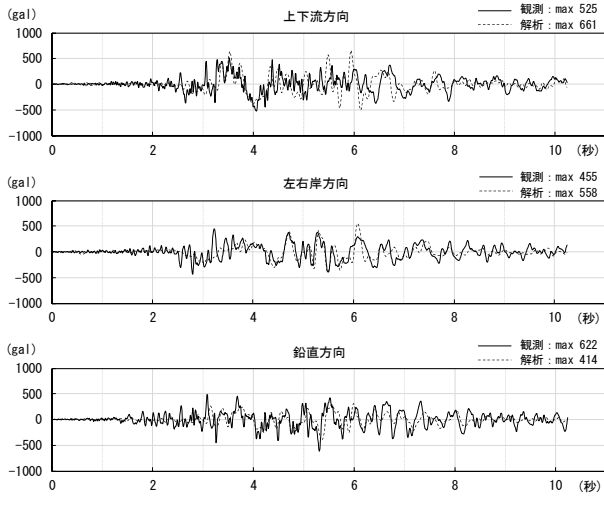
(a) すべりによる変形

すべりによる変形計算はダムの標準断面を対象として、渡辺・馬場法⁹⁾により実施した。

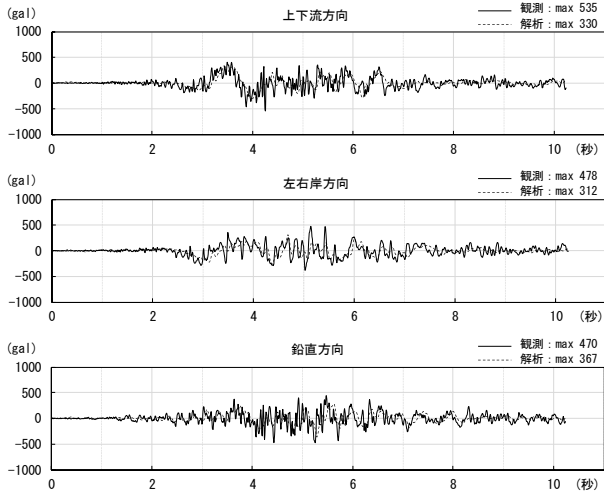
すべり円弧がダム全体を網羅できるように、ダムの上流側にすべる場合と下流側にすべる場合に分けて設定した(総計1235円弧)。さらに、ダムの安定性を全面的に考察するために、上流側にすべる円弧をその両端が上流法面のみを通るもの(“U1グループ”と呼ぶ)、天端と上流面を通るもの(“U2グループ”と呼ぶ)及びコアゾーンを切るもの(“U3グループ”と呼ぶ)に分ける。下流側にすべる円弧も同様に“D1グループ”、“D2グループ”及び“D3グループ”に分ける。図-10は天端を通り上流側にすべる場合の円弧(つまり、U2グループ)の設定例を示す。

ダム建設時に実施した材料試験に基づいた堤体材料の強度係数を表-5に示す¹⁴⁾。

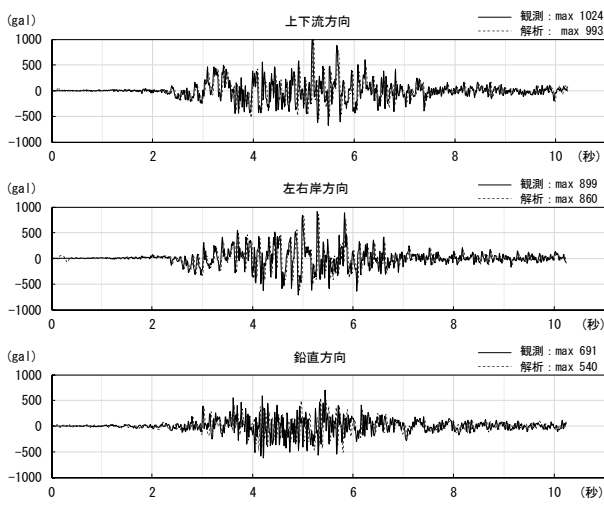
計算結果として、1本の表層の円弧を除いて、他の円弧のすべり安全率がすべて1.0以上であった。設定した各すべり円弧グループのうち、すべり安全率が最小となる円弧を抽出して表-6にまとめ、対応するすべり円弧の位置を図-11に示す。すべり安全率が1.0を下回った円弧については、すべり量を計算し、そのすべり量も表-6にまとめた。上流面の表層の局部(No.1円弧)ですべり安全率が0.839となっているが、そのすべり量は殆ど0(0.0006cm)であった。この結果が地震A(岩手・宮城内陸地震)の際に荒砥沢ダムですべり挙動は生じなかったことを示唆し、地震後の現場調査¹⁰⁾によりすべり現象はなかったとの報告と合致している。



(a) 天端 (T)



(b) コア中央 (M)



(c) 基礎 (F)

図-8 地震A(岩手・宮城内陸地震)の再現解析による加速度応答時刻歴

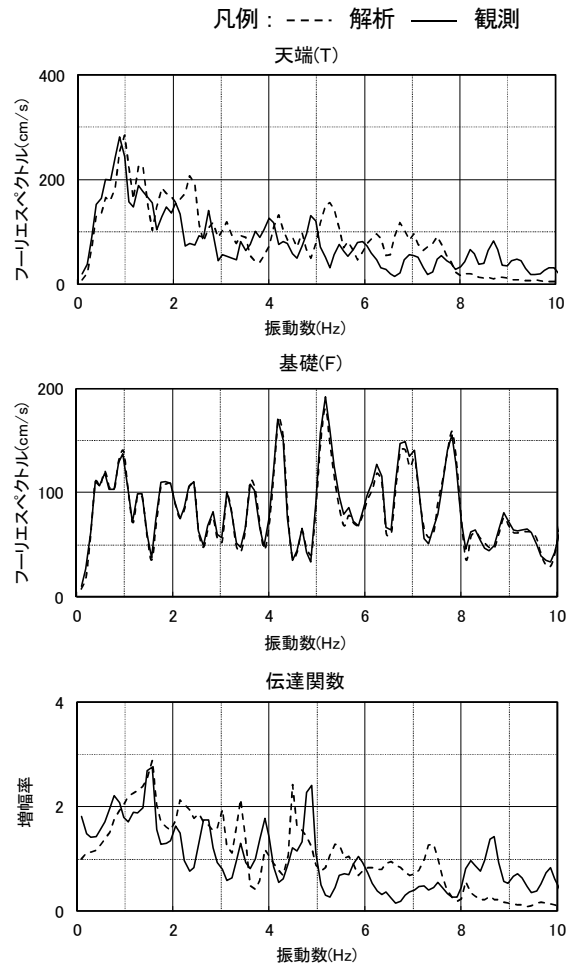


図-9 上下流方向の加速度応答のフーリエスペクトルと伝達関数

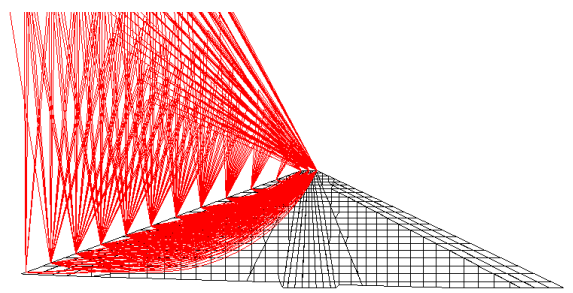


図-10 天端と上流面を通る円弧の設定例(U2グループ)

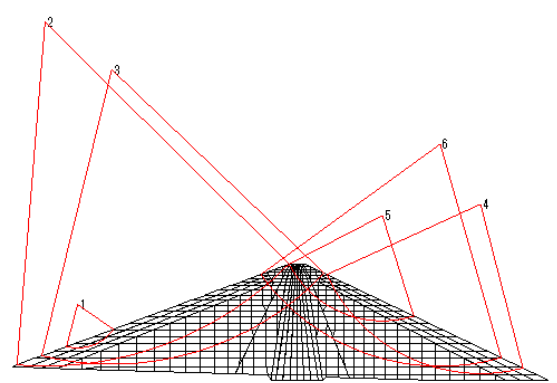


図-11 地震Aにおける各円弧グループの最小安全率を有する円弧

表-6 すべり変形の計算結果

すべり方向	円弧グループ	円弧番号	安全率Fs	すべり量(cm)
上流側	U1	1	0.839	0.0006
	U2	2	2.027	—
	U3	3	2.395	—
下流側	D1	4	2.581	—
	D2	5	2.090	—
	D3	6	2.135	—

(b) 揺すり込みに伴う変形

強い地震を受けて、堤体材料の揺すり込みに伴いダムに残留変形が生じることは指摘されている¹¹⁾。このような変形は、見かけ上の剛性の低下によるものと見做し、地震前後の堤体材料の弾性係数を用いた自重解析により簡便的に評価することができる¹²⁾。ここで、地震前後の堤体材料の剛性を地震Aの等価線形解析で設定した初期せん断弾性係数及び解析で収束したせん断弾性係数により評価し、自重による変形計算結果の差分を地震Aによる残留変形と見なす。すなわち、

$$U_r = U_a - U_b \quad (6)$$

ここに、 U_r は地震による残留変形、 U_a は地震後の自重による変形、 U_b は地震前の自重による変形である。

図-12に地震Aによるダムの残留変形を標準断面及びダム軸方向断面について示す。ダムの標準断面の天端で最大5.44cmの沈下、また、ダム軸方向断面の天端でやや左岸より位置で最大5.53cmの沈下が発生している。

(c) 地震Aによるダムの残留変形

(a)のすべりによる変形と、(b)の揺すり込みに伴う変形の足し合わせにより地震Aによるダムの残留変形を求める。地震Aにおいてはすべりによる変形はほとんど発生しなかったため、揺すり込みに伴う変形がダムの残留変形となる。すなわち、地震Aによるダム天端の最大沈下量は5.53cmである。地震後のダムの被害調査¹⁰⁾により、地震A(岩手・宮城内陸地震)の後、荒砥沢ダムの天端の沈下量が20cmほどであった。しかし、当該調査が地震の発生16日後に行われたもので、実測された残留変形は地震後の多数の余震によるものも含んでおり、さらに、調査値が2007年12月4日からの増分であるため、地震A自体による正確な残留変形量は確認できない。そうではあっても、最大沈下量のオーダー(程度、規模)は計算と実測でほぼ合っていると考えられる。

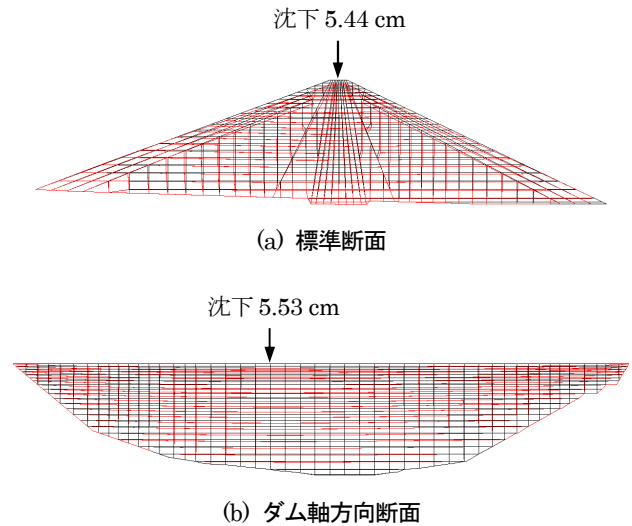


図-12 地震Aにおける揺すり込みに伴う残留変形

(4) 地震Bに対するダムの地震応答

①地震応答解析

地震Aの解析と同じモデルを用いて、想定した地震Bに対する荒砥沢ダムの地震応答を等価線形化法により解析した。

(a) 物性値

図-4に示す通り、地震Aを受けた後、堤体材料の見掛け上のせん断弾性係数が本来の約58%に低下し(せん断ひずみ 1.0×10^{-6} に対応して $G/G_0 = 0.58$)、この状態が約1週間程度続いた。また、材料の非線形性を考慮して、余震期間の $G/G_0 \sim \gamma$ の近似曲線を用いて等価線形化法により地震応答解析を行う。減衰定数については、材料の剛性の低下とともに大きくなると考えられるが、その量的な変化が不明であるため、安全側の評価になるよう前出の式(3)及び表-3に示す値を用いた。

(b) 入力地震動

ダム直下の潜在活断層による地震($M_w 6.5$)を想定し、岩手・宮城内陸地震の62時間後の余震(発生時刻:2008/06/16 23:14)におけるダムの基礎(F)で観測された加速度記録をダムの耐震性能照査用下限スペクトルに適合するようにダム底部の地震動(地震B)を作成した。図-13に作成した地震動の加速度波形及び加速度応答スペクトルを示す。この地震動を用いて3次元逆解析により基礎岩盤モデル底面の入力地震動を生成した。

(c) 地震Bに対するダムの応答

図-14にダム天端の加速度時刻歴を示す。ダム基礎の上下流方向の最大加速度が 361 cm/s^2 であるのに対して、天端中央の同方向の最大加速度が 279 cm/s^2 である。加速度増幅率がわずかに0.77であり、

通常のロックフィルダムとして異常な値となっている。図-15 に一例として天端の上下流方向のフーリエスペクトル及び基礎から天端までの加速度伝達関数を示す。ダム天端の加速度応答に 3Hz 以上の振動成分がほとんどなく、高周波成分がダム堤体で減衰して伝播されないと推測される。地震 B の前に既に地震 A により堤体材料の剛性が低下しており、ダムが通常より変形しやすく、地震 B において堤体材料の剛性がさらに低下したと考えられる。図-16 に示すロックゾーンの $G/G_0 \sim \gamma$ 及び $h \sim \gamma$ 関係によれば、地震 B により、ロックゾーンで最大 0.02~1% のせん断ひずみが発生し、堤体材料のせん断弾性係数の低下に伴い減衰定数が大きくなっている。このことが加速度の減衰現象を引き起こしたことが推測される。

② 地震 B によるダムの残留変形の算出

(4)(C)節の解析結果を用いて、地震 B によるダムの残留変形を算出する。地震 A の場合と同じ、地震によるダムの残留変形をすべりによる変形と揺すり込みに伴う変形に分けて計算する。

(a) すべりによる変形

地震 A の場合と同じ、すべり変形の計算はダムの標準断面を対象として、設定した円弧を用いて渡辺・馬場法により実施した。地震 A を受けてダムにすべり現象は発生しなかったが、剛性の大幅な低下などの材料性質の変化が発生したため、地震 B によるすべり変形の計算に必要な強度係数は残留強度を用いることとした¹³⁾。荒砥沢ダムの堤体材料と同様の石英安山岩を堤体材料として用いた七ヶ宿ダムの三軸試験結果¹⁶⁾をここでは用いた。図-17 には拘束圧 19.6, 39.2 and 58.8 N/mm² の事例を示す。荒砥

沢ダム堤体の静的応力分布範囲を考慮すると安全側の評価とするため、残留強度はピーク強度の 0.6 と設定した。ここでは簡便のため、堤体材料の残留強度は、粘着力を 0、内部摩擦角を当初の 2/3 とすることで強度比 0.6 と等価であるとした。表-7 に堤体材料の残留強度係数を示す。

計算結果として、設定したすべての円弧グループにすべり挙動が発生した円弧があった。各すべり円弧グループのうち、すべり量が最大となる円弧を抽出して表-8 にまとめ、対応するすべり円弧を図-18 に示す。

表-8 において、上流側への No.1 円弧は上流面の下端付近の局部的なもので、すべり量は 1.16 cm である。この種のすべりが発生しても、ダム全体の安定性に影響は小さいと考えられる。No.2 円弧は天端を通るが、コアゾーンをほとんど切らず、すべり量はわずか 0.53 cm である。よって、No.1 と No.2 円弧のすべりによる変形は許容される範囲にとどまっていると判断できる。No.3 円弧は、コアゾーンを横切るが、すべり量が 1.40 cm であり、コアゾーンの厚さに比べ微量であるので、コアの遮水機能には大きな影響はないと判断できる。同様に下流側への No.4 円弧はすべり量が 80 cm ほどであるが、下流面の下端付近で極めて局部的である。No.5 円弧は天端を通るもので、すべり量は 77.72 cm、ダム天端の沈下量は 54.71cm、比較的大きな変形が予測されている。No.6 円弧は、コアゾーンを横断しており、最大すべり量は 21.26cm、円弧上端の沈下量は 13.68cm である。すべり変形としては No.5 円弧ほど大きくないが、遮水ゾーンを横切り、かつ円弧の上端の標高が常時満水位より低いので、浸透破壊の危険度をチェックする必要がある。

浸透破壊の危険度は動水勾配を持って評価する。

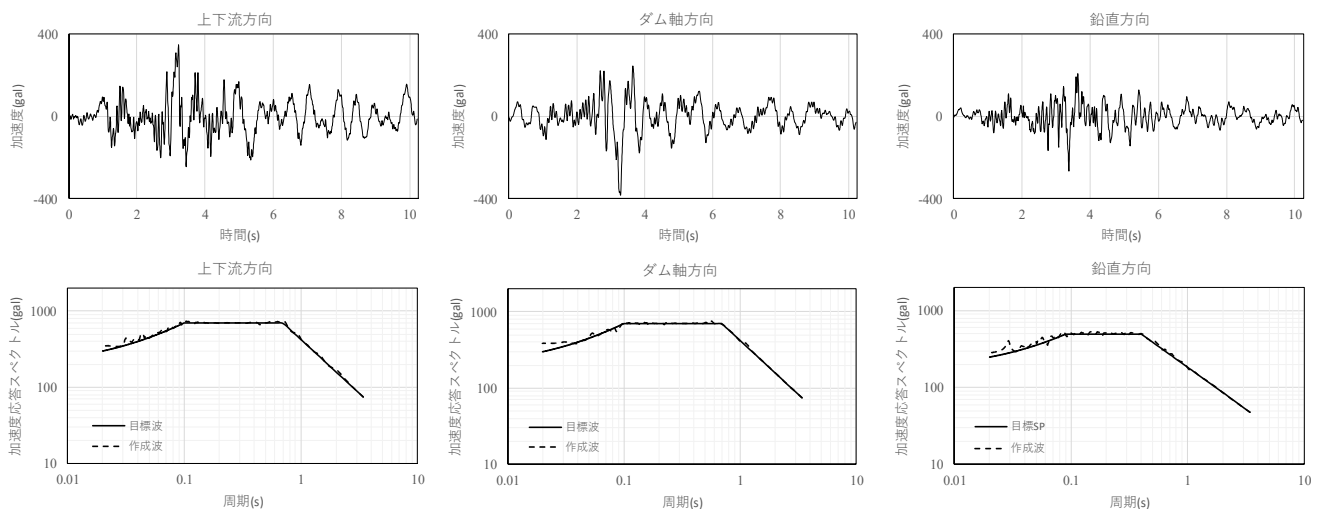


図-13 作成した地震Bにおけるダム底部の地震動 (下段の図で、実線は照査用下限スペクトル)

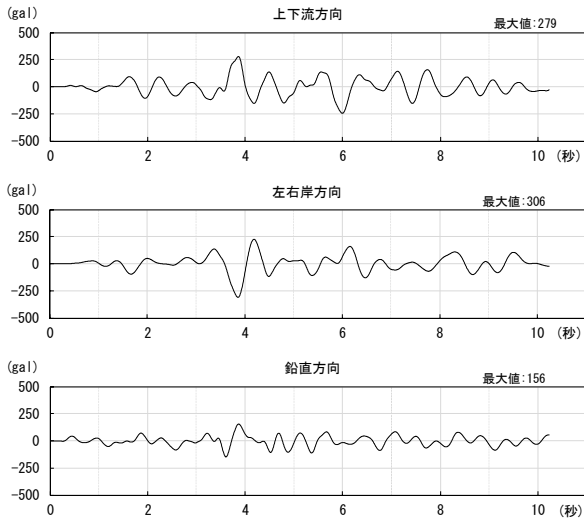


図-14 地震Bに対するダム天端の加速度応答

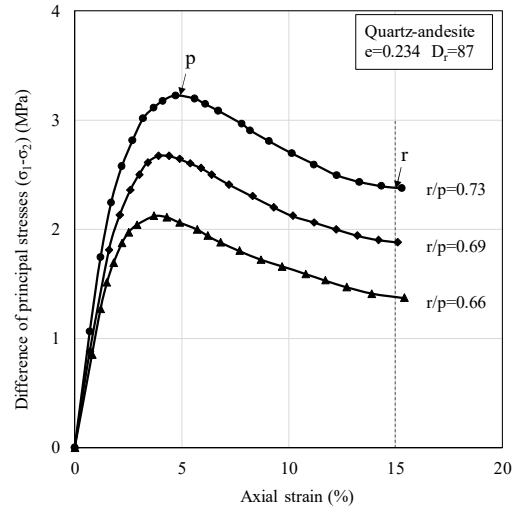


図-17 ロックゾーンの三軸圧縮試験結果

拘束圧; 19.6, 39.2 and 58.8 N/mm² (北條他. 1979)

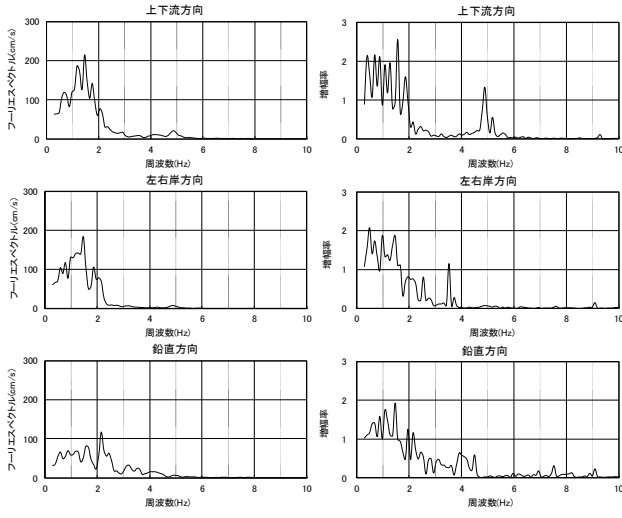


図-15 天端のフーリエスペクトル及び基礎からの伝達関数

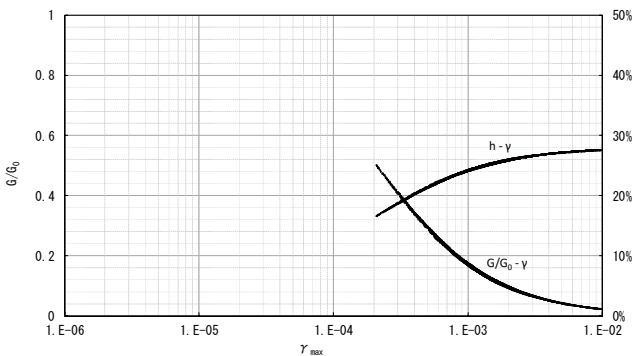


図-16 地震Bで収束したロックゾーンの $G/G_0 \sim \gamma$, $h \sim \gamma$ 関係

動水勾配は式 (7) により計算する.

$$i = H/L \quad (7)$$

ここに, H は水頭 (=貯水池水位-すべり円弧のコ

表-7 地震Bによるすべり変形の計算に用いる強度係数

区分	強度係数		根拠 ¹³⁾
	粘着力 (MPa)	摩擦角 (度)	
コア	0.0	22.1	残留強度として、粘着力は0、摩擦角はピーク値の2/3
フィルター		28.1	
トランジション		26.6	
上流ロック		28.5	
インナー		28.9	
アウター		26.8	
下流ロック	28.5		
インナー			
アウター			

アゾーン下流側の標高), L はコアゾーンにおける残留すべり面の長さ (=すべり円弧のコア通過長さ・すべり円弧の最大すべり量) である. 式 (7) により No.6 円弧のコアゾーンにおける動水勾配は約 0.79 である. この値は浸透破壊の生じる限界値の目安としての 1.0 (大きいほど浸透破壊の危険度が高い) より小さいが, 比較的大きな値となっており, このような状況が発生しないよう適切な予防策を取ることが望ましい.

(b) 揺すり込みに伴う変形

地震 A の場合と同じ, 式 (6) に基づき地震 B の発生前後のダム堤体の弾性係数を用いて地震 B による揺すり込みに伴うダムの残留変形を計算した. 図-19 に地震 B によるダムの残留変形を標準断面及びダム軸方向断面により示す. ダムの標準断面の天端で最大 25.66 cm の沈下, またダム軸方向断面の天端でやや右岸よりの位置で最大 26.40 cm の沈下が発生している.

表-8 地震Bに対するすべり変形の計算結果
(各グループの最大すべり量の円弧)

すべり方向	円弧グループ	円弧番号	すべり安全率	最大すべり量 (cm)	最大沈下量 (cm)
上流側	U1	1	0.498	1.16	0.82
	U2	2	0.861	0.53	0.37
	U3	3	0.871	1.40	0.83
下流側	D1	4	0.203	80.18	72.89
	D2	5	0.634	77.72	54.71
	D3	6	0.711	21.26	13.68

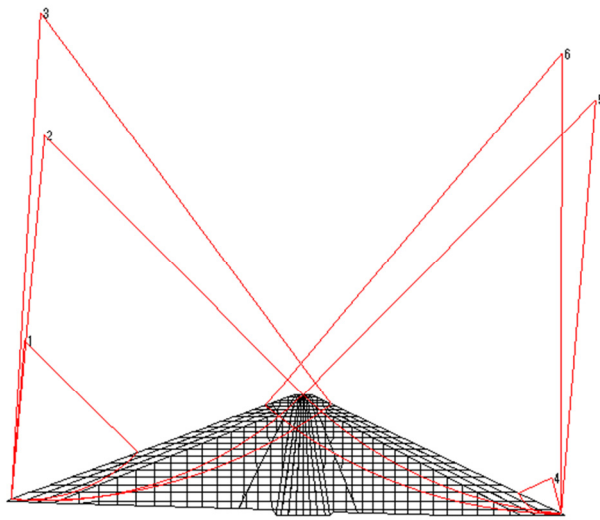


図-18 地震Bにおける各円弧グループの最大すべり量を有する円弧

(c) 地震Bによるダムの変留変形

すべりによる変形と揺すり込みに伴う変形の足し合わせにより地震Bによるダムの変留変形を求める。ただし、すべりによる変形と揺すり込みに伴う変形は異なるメカニズムによるもので、変形形状も異なり単純な合算によりダム堤体の最終的な変形を算出することはできない。しかしながら、ダム天端の沈下量の最大予測値としては、上記の異なるメカニズムによる結果を合算することとし、その値は81.11 cmとなる。

③ 連動型地震によるダムの変留変形

地震A及び地震Bによるダムの変形の計算結果を合算することにより、連動型地震によるダムの最終的な変形を算出する。

地震Aによるすべりはほとんど発生しなかったため、連動型地震によるダム堤体のすべり変形は地震Bによるものとなっている。それによるダム天端の最大沈下量は54.71 cmである。

地震Aと地震Bによる揺すり込みに伴う変形を合算すると、図-20に示す結果が得られる。ダムの最

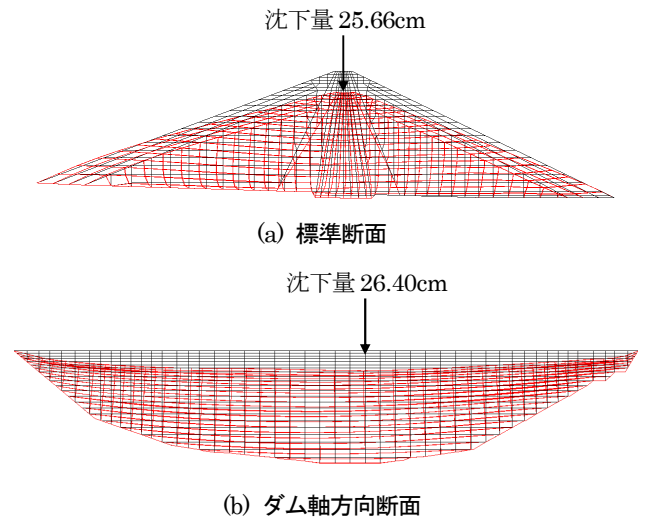


図-19 地震Bにおける揺すり込みに伴う変留変形

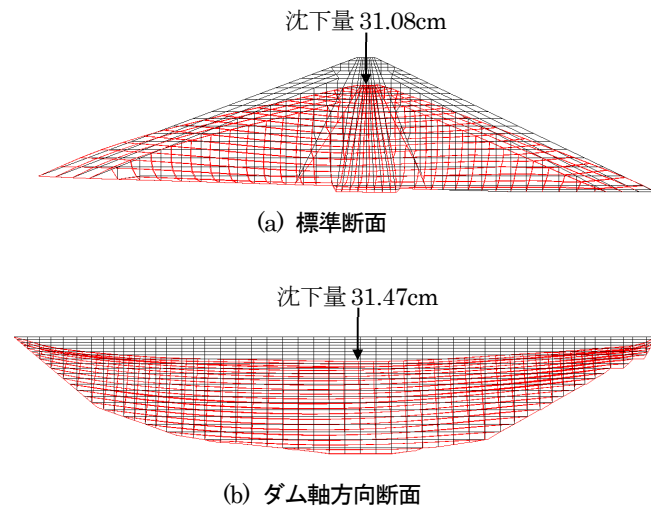


図-20 連動型地震における揺すり込みに伴う変留変形

大沈下量が天端のほぼ中央位置で発生し、その値は31.47 cmとなっている。

連動型地震によるダム天端の沈下量の最大予測値は、地震Aと地震Bの変形計算結果を合算することにより、86.18 cmとなる。ダムの余裕高(200 cm)と比べるとこの沈下量は直ちに越流を引き起こすことはないと考えられるが、非常に大きな沈下量であり、浸透破壊の危険度も高いことから、大規模地震を受けた場合、このような状況にならないよう適切な予防策が必要である。

(5) 連動型地震に備えるダム管理への提案

以上の検討から、大規模地震を受けた場合、連動型地震に対応するために、以下の事項が提案される。

- ① 貯水池の水位が少なくとも1週間は所定の水位を上回らないよう監視する必要がある。場合によっては安全な水位まで降下させておく必要があると考える。ただし、貯水池周辺の斜面に

変状がないことを確認する。地震で緩んだ斜面は、貯水池の水位変動の影響を受けやすい。

- ②天端の沈下が大きい箇所には、粘性の土質材料を詰めた土嚢袋などにより補強し、貯水池水の越流に対して弱点にならないよう配慮する。
- ③天端に亀裂が発生した場合、不透水性のシートで覆い、貯水池水、降雨が浸透しないようにする。
- ④大規模地震を経験した堤体の剛性は、一週間程度で元の状態に回復するものの、その間はダム堤体、貯水位などについて高頻度で慎重な監視が必要である。

(6) まとめ

本研究により以下の成果が得られた。

- ①連動型大規模地震に対するロックフィルダムの耐震性能照査を試み、一つの実用的な照査手法を提案した。
- ②荒砥沢ダムの多数の地震記録を分析することにより、ダム堤体の材料特性の変化履歴を明らかにした。強い地震動を受けたロックフィルダムは、その材料特性が一時的に変化することがある。ダムの振動特性及び材料特性が回復されないうちに再び大規模地震を受けた場合、ダムの沈下量及び浸透破壊の可能性が格段に大きくなることもあり、ダムの耐震性能が大幅に低下することが予想される。
- ③ダムの地震時管理の視点から、連動型大規模地震に備え、強い地震を受けた場合、速やかに安全な貯水位を少なくとも1週間程度保持されるよう努める必要がある。あるいは、最大沈下部に対して補強することが望ましい。
- ④大規模地震を経験した堤体の剛性は、一週間程度で元の状態に回復するものの、その間は高頻度で慎重な堤体監視が必要である。

【謝 辞】

本研究に関して、宮城県栗原地方ダム総合事務所及び日本大ダム会議より貴重な地震観測データ並びにダムに関する情報を頂いた。ここに記して深謝の意を表します。

【参考文献】

- 1) Ohmachi, T. and Tahara, T.: Nonlinear earthquake response characteristics of a central clay rockfill dam, *Soils and Foundations*, Vol.51, No.2, pp.227-238, 2011
- 2) 松本徳久, 安田成夫, 曹増延: フィルダムの長期的な振動特性の変化及びダム - 岩盤系にお

る波の伝播挙動に関する一考察, 土木学会論文集, No.74/I-3, pp.319-329, 2018.09

- 3) N. Yasuda, N. Matsumoto and Z. Cao.: Study on the Mechanism of the Peculiar Behaviors of the Aratozawa Dam During the 2008 Earthquake, *Journal of Disaster Research*, Vol.13 No.1, pp.205-315, 2018.
- 4) 土木学会地震工学委員会, 土木学会地震工学委員会 2016 年熊本地震による被害調査・分析小委員会: 2016 年熊本地震被害調査報告書, 第 1 章 被災地域の概要, 丸善出版 (株), 2017.12
- 5) N. Yasuda, Z. Cao and Y. Kobayashi.: Prediction of Seismic Motion at Engineering Bedrock Based on Earthquake Records and Numerical Analysis, *Dam Engineering*, 2018.
- 6) 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)・同解説, 2005 年 3 月
- 7) 三浦 房紀, 沖中 宏志: 仮想仕事の原理に基づく粘性境界を用いた三次元構造物—地盤系の動的解析手法, 土木学会論文集, 第 404 号/I-11, pp.395-404, 1989.
- 8) Sawada, Y. and Takahashi, T.: Study on the material properties and the earthquake behaviors of rockfill dams, 第 4 回日本地震工学シンポジウム論文集, pp.695-702, 1975
- 9) 渡辺啓行, 馬場恭平: 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, *大ダム*, No.97, pp.25-38, 1981. 09
- 10) 島本和仁, 佐藤信光, 大町達夫, 川崎秀明, 岩井慎治: 2008 年岩手・宮城内陸地震によるダムの被害調査報告, 2009
- 11) 村山貯水池堤体強化技術検討委員会: 村山貯水池堤体強化技術検討委員会報告書, 2002.09
- 12) 鉄道総合技術研究所編: 鉄道構造物等設計標準・同解説, 1997
- 13) 農林水産省農村振興局: 「国営造成農業用ダム耐震性能照査マニュアル」, 2012.03
- 14) 大石純夫: 荒砥沢ダムの設計・施工について, *ダム日本*, 606, 1995
- 15) Yasuda N. and Matsumoto N.: Comparisons of deformation characteristics of rockfill materials using monotonic, cyclic loading and in-situ tests, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.31, No.2, pp162-174. 1994
- 16) 北條紘次, 播田一雄, 小川 優.: 大型三軸試験によるフィルダム材料特性 (七ヶ宿ダム), 土木研究所資料, No.1507, 建設省土木研究所, 1979.