

4.1 地震動による山地流域の安全度評価手法に関する研究

研究予算：運営費交付金（一般勘定）

研究期間：平 18～平 21

担当チーム：土砂管理研究グループ（火山・土石流）

研究担当者：田村圭司、山越隆雄、内田太郎、武澤永純、清水武志

【要旨】

平成 21 年度は砂防えん堤の耐震性を評価する手法を提案するために、砂防えん堤で観測された小・中規模の地震波形を用いて有限要素法による地震応答解析を実施した。その結果、地震応答解析の実施に必要な物性値である堤体の減衰定数、地盤の減衰定数、地盤の弾性係数は、小規模の地震波形を用いて同定できることを確認した。また、その妥当性は、中規模の地震動波形を用いた地震応答解析により明らかになった。また、本結果に基づけば、対象とした砂防えん堤は震度 6 強相当の地震に対して、十分な耐震性を有していると考えられる。

キーワード：砂防えん堤、耐震性、地震応答解析、減衰定数、弾性係数

1. はじめに

本研究は、地震後の降雨、融雪による荒廃度や土砂流出の推移など土砂動態を追跡して、大規模地震後の流域からの生産・流出土砂量の変化予測手法の開発を行うことと、地震動の砂防施設への影響度を評価するとともに合理的な設計手法の検討を行うなど、地震動による土砂災害の安全度評価手法を提案することを目的とする。

平成 21 年度は、地震の影響による砂防施設の耐震性設計等に関する検討を行なった。

2. 地震の影響による砂防施設の耐震性設計等に関する検討の背景と目的

本研究は、地震時、または、地震後に発生する様々な土砂災害の防止・軽減に資する技術の研究開発を行うものである。平成 21 年度は、砂防えん堤の耐震性を評価する手法を提案するために、砂防えん堤で観測された小・中規模の地震波形を用いて有限要素法による地震応答解析を実施した。

平成 7 年 1 月 17 日に発生した兵庫県南部地震では、砂防設備以外の土木構造物が大きな被害を受けたことに鑑み、砂防学会において「砂防設備の耐震設計に関する検討委員会」（以下、「検討委員会」と呼ぶ）が設置され、砂防設備に関する地震応答解析が行われ、耐震性について検討がなされた。その結果、砂防設備は十分な耐震性を有している可能性が高いものの、砂防設備およびその地盤における地震動の観測データが得

られなかったため検討に用いた地震応答解析手法の妥当性については、今後とも引き続き研究を進める必要があると指摘された¹⁾。そこで、全国の砂防設備及びその地盤に地震計が設置され²⁾、データの蓄積が進められた³⁾。

一方、構造物の耐震性を評価する手法は様々な地震応答解析手法が提案されてきた。例えば、砂防えん堤と形状が類似しているコンクリートが主材料の貯水ダムに関しては、直接積分法やモード解析法などの地震応答解析手法を用い、実測の施設の地震に対する応答の再現計算が行われ、手法の妥当性が確認されてきた⁴⁾。しかし、これらの解析においては、地震応答解析手法における入力条件の物性値のうち、ダムの減衰定数ならびに岩盤の弾性係数と減衰定数は、ダムの地震応答解析結果に影響を大きく及ぼすものの、ダムの地震動の観測データを再現できるように調整されている⁵⁾。言い換えれば、精度良く地震応答解析を行うためには、実際の貯水ダムから得られた地震動の観測データに基づく物性値の同定が必要であると言える。なお、検討委員会の計算においては、堤体の減衰定数ならびに地盤（岩盤）の弾性係数と減衰定数は、既往の動的解析事例を参考に、標準的な値として、それぞれ 5%、100,000kgf/cm² (9,810,000kN/m²)、5%を用いている¹⁾。一方、近年多くの砂防えん堤及びその地盤の地震動のデータが蓄積されてきた³⁾。そこで、本研究の第 1 の目的は、近年得られた砂防えん堤及びその地盤の地震動のデータを用いて、砂防えん堤に関す

表-1 砂防えん堤の諸元

形式	重力式コンクリート
竣工年	1995年
堤高	14m
堤長	144m
天端幅	2.5m
堆砂高	4m
基礎地盤	岩盤(CL)

る地震応答解析を行い、砂防えん堤への適用性を確認する。なお、この際、従来の貯水ダムに関する地震応答解析同様、堤体の減衰定数、地盤の弾性係数及び減衰定数は観測結果を再現できるよう調整することとした。

一方、地盤や構造物の応答は外力（地震動）の大きさに依存するといわれており^{例）}、堤体の減衰定数ならびに岩盤の弾性係数と減衰定数はその影響を受ける可能性が考えられる。仮に影響を受ける場合、被害のおそれのある規模の大きい地震の観測データを用いて、物性値を同定する必要性が生じることとなる。一方、重力式コンクリート砂防えん堤は貯水ダムと異なり、地震時における貯水と堤体との相互作用が減衰定

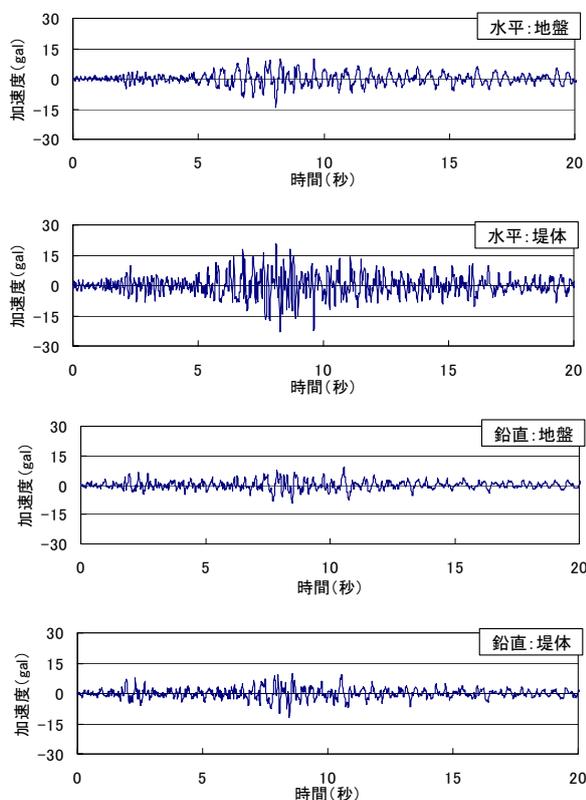


図-1 地震Aにおける観測波形

数等の物性値に及ぼす影響は小さいと考えられる。しかし、砂防えん堤における地盤と堤体、地盤と堆砂の相互作用が地震応答解析に及ぼす影響は十分に解明されておらず、これまで砂防えん堤において、地震応答解析における物性値の外力依存性は確認されていない。

そこで、小・中地震の2つの観測記録を有する岩盤に立地した重力式コンクリート形式の砂防えん堤を対象に、物性値の外力依存性について検討を行うこととした。その上で、堤体内に発生する応力を計算し、物性値の同定手法が砂防えん堤の耐震性の評価結果に及ぼす影響について考察した。

3. 検討対象えん堤・地震

本研究では、重力式コンクリート形式の不透過砂防えん堤を対象とした。表-1に本研究で対象とした砂防えん堤の諸元を示す。また、基礎地盤の岩級はCL級である。本研究で対象とした地震時の堆砂状況は不明であるが、地震計設置時（対象地震の5年前）では、地盤より4mの厚さであった。本砂防えん堤は、えん堤天端及び地盤に2つの地震計が設置されている。地震計の測定間隔は0.01秒である。

本研究では2つの地震時の観測データを用いた。2つの地震のうち小規模の地震（以下、地震Aと標記）における観測波形を図-1に示す。地盤の水平最大加速度は14gal、地盤の鉛直最大加速度は9galである。気象庁の震度の算出方法（<http://www.jma.go.jp/jma/kishou/Kno-w/shindo/keisoku.html>）を参照に計算すると震度2である。また、この地震において、えん堤天端の水平（上下流方向）及び鉛直方向の最大加速度はそれぞれ、23gal、12galであった。図-2に水平方向のフーリエスペクトルを示す。フーリエスペクトル

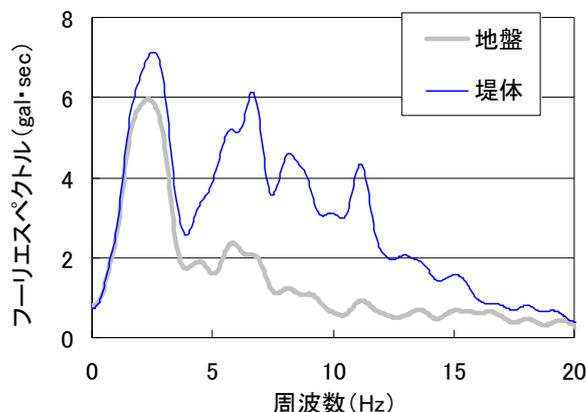


図-2 地震Aのフーリエスペクトル（水平方向）

は傾向をわかりやすくするため、堤体・地盤ともバンド幅 1Hz の Parzen window をかけている。これより堤体と地盤は 2.3Hz でピークを示している。さらに砂防えん堤は 6.7、8.4、11.2Hz にやや小さいピークが見られた。

一方、中規模の地震（以下、地震 B と標記）の観測波形を図-3 に示す。地震 B の地盤の水平最大加速度は 123gal、鉛直最大加速度は 63gal で、震度 4 である。また、この地震において、えん堤の水平及び鉛直方向の最大加速度はそれぞれ、204gal、199gal であった。

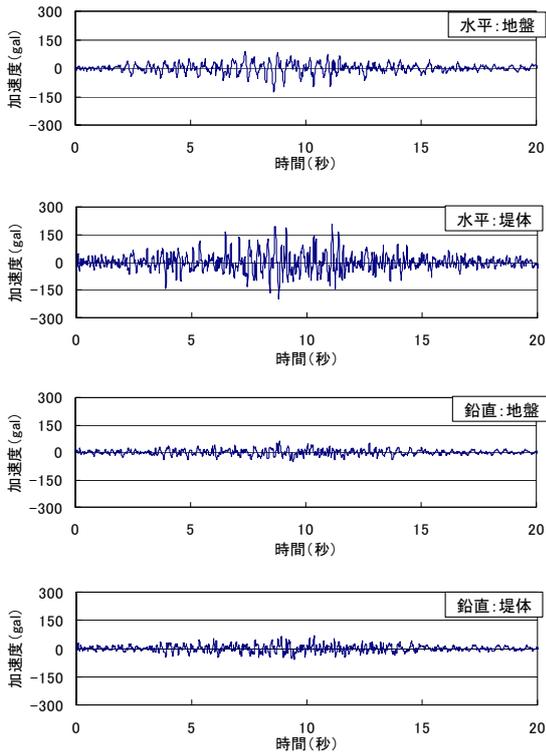


図-3 地震Bにおける観測波形

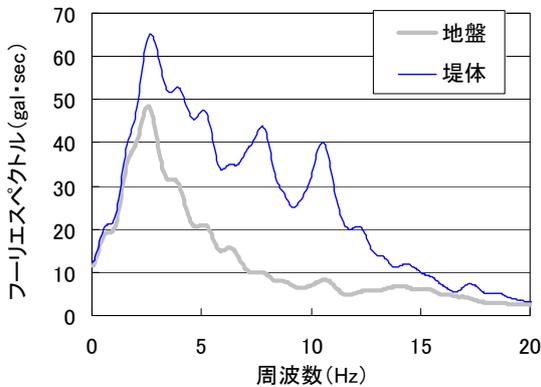


図-4 地震Bのフーリエスペクトル（水平方向）

なお、対象えん堤は地震 A 及び B で顕著な損傷は生じていない。図-4 に水平方向のフーリエスペクトルを示す。スペクトルの形状は地震 A と概ね相似的な形を示しているが、地盤のフーリエスペクトルのピーク値は地震 A と比べて約 8 倍、堤体のフーリエスペクトルのピーク値は約 9 倍大きい。

4. 解析手法

4.1 概要

本研究では、2 章で示した目的のうち、地震応答解析手法の砂防えん堤への適用性の確認については、地震 A のデータを用いて、行うこととした。なお、その際、既往の貯水ダムの研究に従い、堤体の減衰定数ならびに岩盤の弾性係数と減衰定数に関しては観測データを用いて同定することとした。これに対して、物性値の外力依存性の検討に関する検討は、地震 A で同定した堤体の減衰定数ならびに岩盤の弾性係数と減衰定数を用いて地震 B に関する地震応答解析を行うことで検証した。

4.2 運動方程式

時間領域における運動方程式は式 1 のように表現される。

$$M\ddot{u} + C\dot{u} + Ku = -M\ddot{u}_e \quad \dots (1)$$

ここで、 M : 質量マトリックス、 C : 減衰マトリックス、 K : 剛性マトリックス、 \ddot{u}_e : 地震加速度、 I : 単位マトリックスで地震加速度の作用方向の自由度成分が 1、 \ddot{u} : 加速度ベクトル、 \dot{u} : 速度ベクトル、 u : 変位ベクトル、である。この運動方程式を直接積分法の 1 つであるニューマーク β 法 ($\beta = 1/4$) を用いて、2 階の連立微分方程式を解き、変位 u を求めた。なお、本研究で対象とする線形領域においては、検討委員会が用いた応答スペクトル法と結果は概ね一致する。

本研究では、地盤、堆積土砂および砂防えん堤は、等方弾性体を想定しており、応力とひずみの関係は式 (2) で表される。

$$\sigma = E\varepsilon \quad \dots (2)$$

ここで、 σ : 応力、 ε : ひずみ、 E : ヤング係数である。減衰はレーリー減衰を採用した。解析プログラムは動的解析ソフトウェア「Soil Plus Dynamic」を用いた。なお、本解析は 2 次元の平面ひずみ状態を想定している。

4.3 解析モデル

図-5 に本研究で用いた解析モデルのメッシュを示

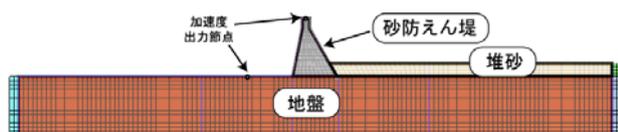


図-5 解析モデルメッシュ

表-2 解析に用いたパラメータ

対象	項目	単位	物性値
堤体	弾性係数	KN/m ²	22,000,000
	単位体積重量	KN/m ³	22.56
	減衰定数	%	4
	ポアソン比	-	0.2
地盤	弾性係数	KN/m ²	?
	単位体積重量	KN/m ³	23.54
	減衰定数	%	?
	ポアソン比	-	0.3
堆砂	弾性係数	KN/m ²	1,363,986
	単位体積重量	KN/m ³	17.66
	減衰定数	%	5
	ポアソン比	-	0.3

す。メッシュは砂防えん堤と地盤と堆積土砂の3つにわけた。地盤の計算領域について、深さ方向は観測点となる地震計が地表付近にあること、後述する入力波形の引き戻し作業を行うことから、既往の研究事例⁵⁾を参考に、堤高の約1倍とした。水平方向については、地盤の長さを堤体底面幅の2倍、4倍、6倍、8倍にして地盤に対するえん堤のフーリエスペクトル比を計算したところ、6倍と8倍でフーリエスペクトル比のピーク値はほぼ同一の結果が得られたため、約6倍とした。岩盤の側方の境界には粘性境界を設定した。堆積土砂の厚さは地震計設置時の4mとした。砂防えん堤と堆積土砂の境界は引張応力を伝達しない要素を設定した。砂防えん堤と地盤、および堆砂と地盤の間は、引張応力を含むすべての応力を伝達するように、節点を共有させた。前者については、砂防えん堤の地盤は表-1より岩盤であるため、堤体は地盤に岩着しており、一体に振動していることを想定している。後者において、地盤と堆砂の境界で発生する滑りは無視することとなる。実際には、堤体は地盤に岩着しており、堆砂の変形は下流側で拘束される。よって、堆砂と地盤の境界で発生する滑りは小さいと考えられ、堆砂と地盤

の境界の条件が解析結果に与える影響は小さいと考えられる。

堤体および地盤の地震計の設置位置は、図-5で示される「加速度出力節点」であり(図-5)、この節点で出力される加速度計算結果と実際の観測加速度を比較した。なお、固有値解析を行ったところ、解析モデルメッシュにおける1次の固有振動数は地盤の弾性係数によって変化し、 $1.5 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$ の場合6.1Hz、 $5.0 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$ の場合10.9Hzである。

4.4 物性値の設定

4.4.1 基本物性値

表-2に解析に用いた物性値を示す。砂防えん堤の弾性係数は砂防えん堤のコンクリートの強度を設計基準強度(18N/mm²)とし、コンクリート標準示方書⁷⁾に示された強度とヤング係数の関係に基づき算出した。単位体積重量は通常のコンクリート砂防えん堤の値(22.56kN/m³)を用いた⁸⁾。ポアソン比は有賀⁹⁾に従い0.2とした。地盤の単位体積重量、ポアソン比は、N値の話編集委員会¹⁰⁾に示されているCL級の値を用いた。堆積土砂の弾性係数は、社団法人日本道路協会¹¹⁾に従いN値から推定されるせん断波速度から、弾性係数を求めた。N値とせん断波速度の関係は以下の式から推定した。

$$V_s = 80N^{1/3} \quad \dots (3)$$

ここで、 V_s :せん断波速度(m/s)、 N :N値である。N値は西山¹²⁾を参照し、10とした。一方、せん断波速度と弾性係数の関係は以下の式で示される¹³⁾。

$$V_s = \sqrt{\frac{E}{2\rho(1+\nu)}} \quad \dots (4)$$

ここで、 E :弾性係数(kN/m²)、 ρ :単位体積重量(kN/m³)、 ν :ポアソン比である。堆積土砂の単位体積重量は建設省河川局⁸⁾を参照し17.66kN/m³、減衰定数は5%とした¹⁴⁾(表-2)。また、堆積土砂のポアソン比は社団法人地盤工学会¹⁵⁾における“密な砂”に該当するとし0.3とした(表-2)。

4.4.2 地震動の観測データにより同定した物性値

堤体の減衰定数は地盤と堤体の地震A時の地震動の観測データから伝達関数を求めてハーフパワー法¹⁶⁾により算出した4%を用いた、

また、地盤の弾性係数・減衰定数は地震Aの観測波形から逆推定した。地震Aの水平方向(砂防えん堤上下流方向)と鉛直方向の地震動の観測データのうち、

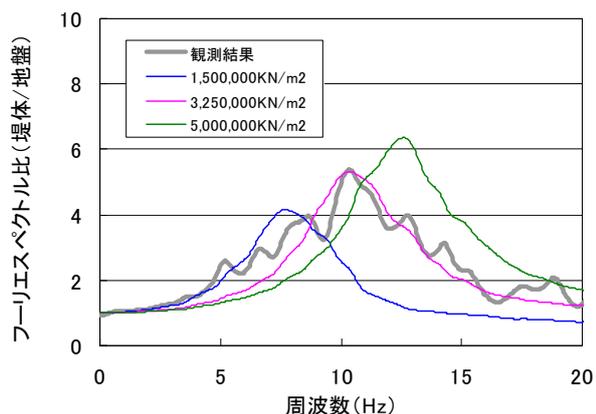


図-6 地盤に対する堤体のフーリエスペクトル比
(水平方向：弾性係数を変えたケース)

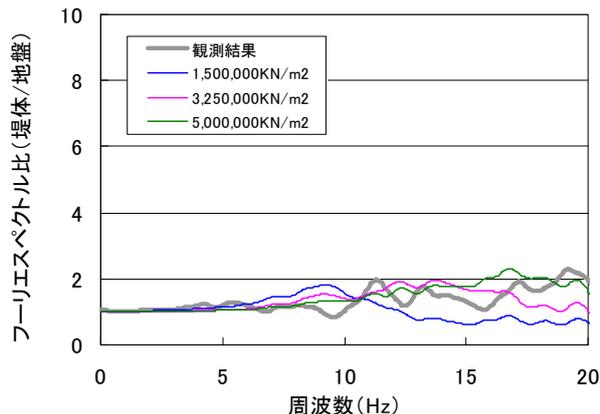


図-7 地盤に対する堤体のフーリエスペクトル比
(鉛直方向：弾性係数を変えたケース)

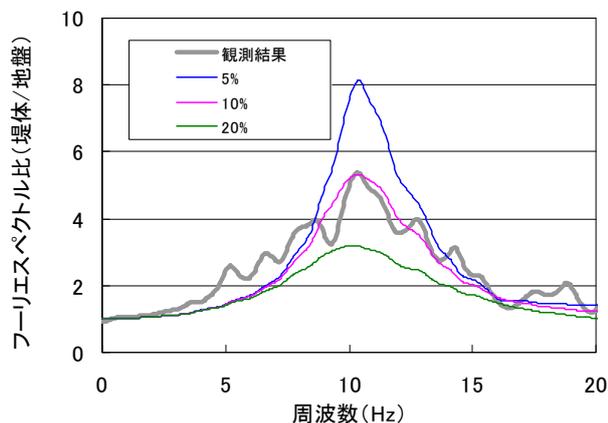


図-8 地盤に対する堤体のフーリエスペクトル比
(水平方向：減衰定数を変えたケース)

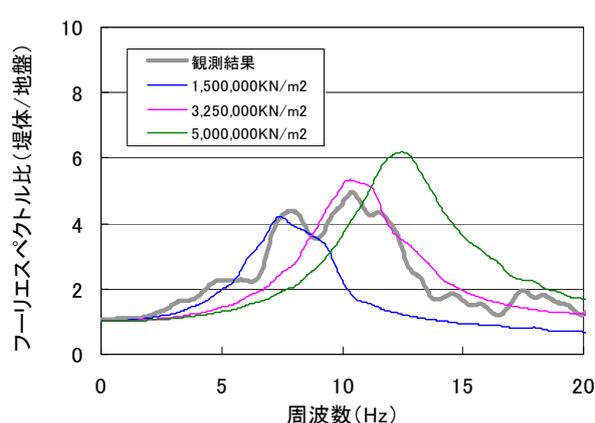


図-9 地盤に対する堤体のフーリエスペクトル比
(地震B)

主要動が含まれている部分の20.48秒間を取り出した。その上で、解析範囲の底面から水平・鉛直方向の地震動を同時に入力し、地盤及び堤体の加速度出力節点における加速度についてフーリエスペクトル比を算出した。社団法人日本道路協会¹¹⁾に示されている弾性係数(1.5~5.0×10⁶kN/m²)およびダム⁹⁾の動的解析に用いられている減衰定数(5~10%)の範囲で、実測の地盤に対する堤体のフーリエスペクトル比を最もよく再現できる弾性係数(3.25×10⁶kN/m²)及び減衰係数(10%)の組み合わせを試行錯誤の上、決定した。

また、地盤で観測された波形をそのまま解析モデルメッシュの底面に入力すると、砂防えん堤と地盤の動的相互作用の影響を受け、地盤の加速度出力節点の加

速度波形の計算結果は実測の波形と一致しない。そこで、解析モデルの地盤の伝達関数を求めて、地盤で観測された波形を解析モデルメッシュの底面まで引き戻す作業を行った。引き戻しに際しては、有賀の方法を用いた⁹⁾。また、地震動の計測間隔は0.01秒であるが、計算の時間刻みを0.005秒としたため、線形補完を行い、観測波形を0.005秒刻みに変換したデータを作成の上、引き戻しを行った。

4.5 解析ケース

4.4で同定した物性値を用いて、地震A及び地震Bの地震動の観測データに関する再現計算を試みた。その上で、試行錯誤で決めた地盤の弾性係数・減衰定数については、物性値の感度を分析する目的で、地盤の

弾性係数については同定した $3.25 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$ に加え、社団法人日本道路協会¹¹⁾ に示されている岩盤 CL 級の弾性係数の最小、最大値である $1.5 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$ 、 $5.0 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$ のケース、地盤の減衰定数については同定した 10% に加え、ダム¹⁷⁾ の動的解析に使用する減衰定数は 5~10% が目安とされていることや¹⁷⁾、減衰定数を同定した結果 20% となった事例があることから¹⁸⁾、5%、20% のケースについてそれぞれ計算を行った。

5. 結果と考察

5.1 地震 A に関する計算結果

図-6、7 に水平、鉛直方向の加速度に関する地盤に対する堤体のフーリエスペクトル比 (以下、「フーリエスペクトル比」と呼ぶ) をそれぞれ示す。同図は 3.5 で示した、地盤の弾性係数を変えたケースである。

図-6 に示したように、弾性係数を $3.25 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$ 、減衰係数を 10% とした場合、水平方向のフーリエスペクトル比は周波数によらず、観測結果と計算結果は良く一致している。一方、図-7 に示したように、鉛直方向のフーリエスペクトル比は、いずれの組み合わせでも、良好に再現することはできなかった。ただし、鉛直動は水平動に比べてフーリエスペクトル比が小さいことから、鉛直動の再現性については耐震性の評価にそれほど影響しないと考えられる。本研究で実施したすべての計算において、本ケース同様鉛直動が砂防えん堤の耐震性に及ぼす影響は少ないと考えられるため、以下では水平動のみを検討する。

図-6 より、地盤の弾性係数が高くなるほど、水平方向のフーリエスペクトル比がピークを示す周波数およびピーク値が大きくなるのがわかる。一方、図-8 より、減衰定数が小さい場合はフーリエスペクトル比のピーク値が大きくなり、減衰定数が大きくなるに従い、フーリエスペクトル比のピーク値が小さくなった。ただし、フーリエスペクトル比がピークを示す周波数は減衰定数の影響を受けなかった。すなわち、はじめに、フーリエスペクトル比が最大となる周波数の計算値が実測値に一致するように地盤の弾性係数を調整した上で、フーリエスペクトル比の最大値の計算値が実測値に一致するように地盤の減衰係数を調整することで、比較的容易に物性値の同定は可能であった。

5.2 地震 B に関する計算結果と耐震性の評価

地震 B のフーリエスペクトル比の実測及び計算結果を図-9 に示す。図-9 より、地震 A の結果と比べて低周波数側 (8Hz あたり) で応答が多少大きくなっている。

堤体の応答が変わった可能性が考えられるが、砂防えん堤軸方向における地震動のフーリエスペクトル比を見ると (図-10)、地震 A と地震 B はフーリエスペクトル比のピーク値を示す振動数やフーリエスペクトル比の形状が異なっており、砂防えん堤軸方向の応答の影響を受けた可能性も考えられる。なお、観測波のフーリエスペクトル比のピークを示す周波数は 10.4Hz であり、地震 A とほぼ同じであった。

地震 A で同定した物性値 (地盤の弾性係数と減衰定数) を用いた水平方向の加速度の計算結果 (フーリエスペクトル比) は、フーリエスペクトル比がピークとなる周波数は一致し、フーリエスペクトル比のピーク値が多少大きめになることがわかった。さらに、フーリエスペクトル比のピークが計算結果と観測結果で一致するよう地盤の減衰定数を同定したところ、

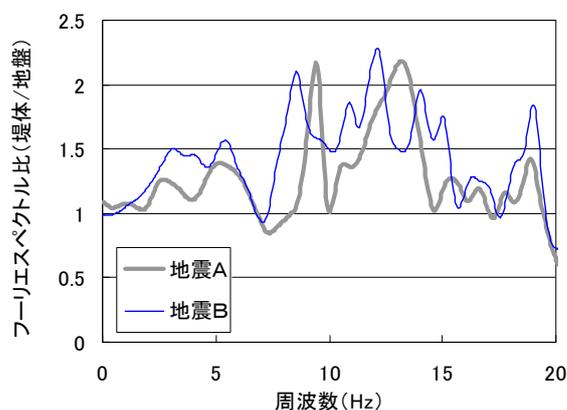


図-10 堤体軸方向のフーリエスペクトル比

表-3 検討ケース

ケース	加速度 gal	地盤の 弾性係数 KN/m ²	地盤の 減衰定数 %	備考
Case1	122	3,250,000	10	地震力の 比較
Case2	500			
Case3	1000			
Case4	2000			
Case3-GL	1000	1,500,000	10	物性値の 比較 (弾性係数)
Case3-GH		5,000,000		
Case3-HL		3,250,000	5	物性値の 比較 (減衰定数)
Case3-HH			20	

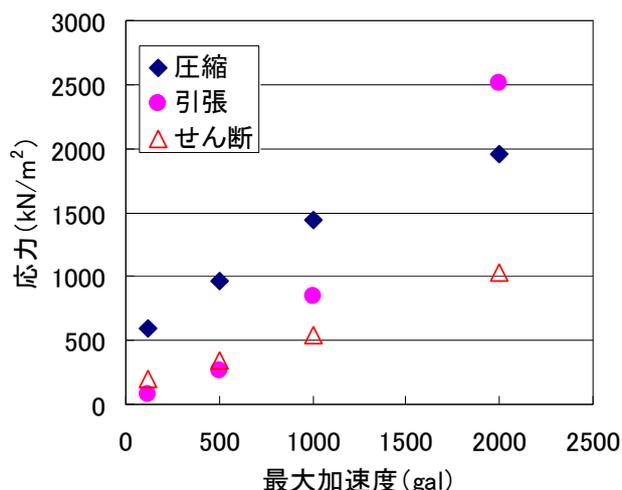


図-11 堤体に発生する最大応力と加速度の関係

地盤の減衰定数は11%であり、地震Aで同定した地盤の減衰定数との差は1%であった。解析結果と観測結果におけるフーリエスペクトルのピーク値の差を算出すると、減衰定数10%は0.39であり、減衰定数11%は0.02であり、その差は0.37である。この値は、観測波形のフーリエスペクトルのピーク値(4.9)に対する割合は約7%と小さいことから、地震Aと地震Bは、同じパラメータを用いて線形弾性解析により概ね良好に再現できた。このことから、地震A、Bにおいて、実際の砂防えん堤は線形弾性体として挙動していたと考えられる。

地震Bによって堤体に発生した各応力の最大値を見ると、圧縮応力は599kN/m²、引張応力は77kN/m²、せん断応力は201kN/m²であった。ここで、対象えん堤のコンクリートを設計基準強度値の18N/mm²と想定し、コンクリートの動的強度を静的強度の3割増¹⁹⁾すると、23400kN/m²であると考えられる。引張強度は圧縮強度の1/10とし2340kN/m²、せん断強度は圧縮強度の1/8とし、2930kN/m²と考えた場合、圧縮、引張、せん断応力はそれぞれの強度を越えない。よって、砂防えん堤は破壊または損傷は生じないという計算結果となり、これは実態と矛盾していない。

6. 地震応答解析を用いた砂防えん堤の耐震性評価について結果と考察

6.1 大規模地震に対する耐震性の評価

前章で検討したように、本研究で対象とした地震では、砂防えん堤が破壊に至るような応力は生じなかつ

た。そこで、地震Bより大きな地震力を想定した場合における砂防えん堤の耐震性を試算する。表-3に検討ケースを示す。試算にあたっては、地震Bの地盤における水平方向の最大加速度(122gal)が500gal、1000gal、2000galになるよう振幅を調整した入力波形を作成した。また、鉛直方向については、水平加速度の増分割合を鉛直加速度の観測波形に乗じて、波形をそれぞれ作成し用いた。

堤体に発生する最大応力(圧縮、引張、せん断)について、最大加速度ごとに比較した結果を図-11に示す。最大応力の発生箇所について、最大加速度122galの引張応力は堤体底部の中央付近、それ以外は堤体下流端に集中していた。図より、最大加速度と堤体に発生する応力について、圧縮応力は上に凸、引張応力は下に凸、せん断応力は直線の関係を示すことがわかる。また、最大加速度が大きくなると、砂防えん堤に発生する圧縮、引張およびせん断応力の大小関係が変化し、2000galでは引張応力が最も大きくなる。これは堤体の応答が加速度の大きさによって変わることが考えられる。図-12に計算によって求められた堤体内に発生する各応力の分布を示す。コンターの最大値は各ケースの特徴を明瞭化するために、最大発生応力の90%値を用いている。

図より、最大加速度が122galの場合、圧縮応力、せん断応力は砂防えん堤下流端でもっとも大きくなり、引張応力は砂防えん堤底面の中央部で大きくなることわかる。しかし、2000galの場合、圧縮及びせん断応力の発生箇所は122galと比べて違いは見られないが、最大引張応力の発生箇所は砂防えん堤下流端に移っている。また、堤体上流法面・下流法面付近に応力が発生していることがわかる。ここで、図-13に引張応力における最大応力発生時の方向を示す。122galの場合、堤体上流法面・下流法面付近は堰堤上下流方向に対して水平方向に作用しているが、2000galの場合は堰堤上下流法面に沿って水平に作用していることがわかった。つまり、122galでは、砂防えん堤は地盤に対して並進方向の応答が主体であるのに対し、2000galでは並進方向の応答に加えて、砂防えん堤天端が地盤に対して回転方向の応答が加わったものと考えられる。以上より、引張応力の最大値の発生箇所が堤体中央部から下流端に移動した理由は、地震による堤体の応答が加速度によって変わったことが原因と考えられる。

一方、圧縮応力について、砂防えん堤には自重が作用しているため、応力の方向は鉛直方向を示していた。

つまり、砂防えん堤の圧縮応力は砂防えん堤が地盤に沈みこむ方向に影響を受けると考えられるが、2000galの応答は砂防えん堤天端の回転が加わるのみで、地盤が沈下する方向に直接作用する応答ではないため、最大応力の発生箇所に変化が見られなかったと考えられる。せん断応力については、砂防えん堤の並進方向の応答に影響を受けると考えられ、122galと2000galでは並進方向の応答が見られるため、最大応力の発生箇所に変化が見られなかったと考えられる。

また、前章で示した強度と堤体内に発生する応力と比較すると、圧縮応力、せん断応力は強度を超過していないが、引張応力は入力した水平加速度を2000galとした場合、強度(2340kN/m²)を超過していることがわかる。ここで、最大加速度を1000galに振幅調整した波形について、気象庁の震度の算出方法で計算すると震度6強、最大加速度を2000galに振幅調整した波形は震度7に相当する。これより、震度7相当の地震動を受ければ、砂防えん堤の堤体が被災する可能性があることがわかった。

6.2 堤体の物性値の違いが砂防えん堤の耐震性の評価に及ぼす影響

前章では、物性値の感度を分析する目的で地盤の弾性係数、減衰定数を変えた計算を行い、堤体の応答特性の違いを評価した。その違いが堤体の耐震性の評価に与える影響を比較検討するために、前節で作成した

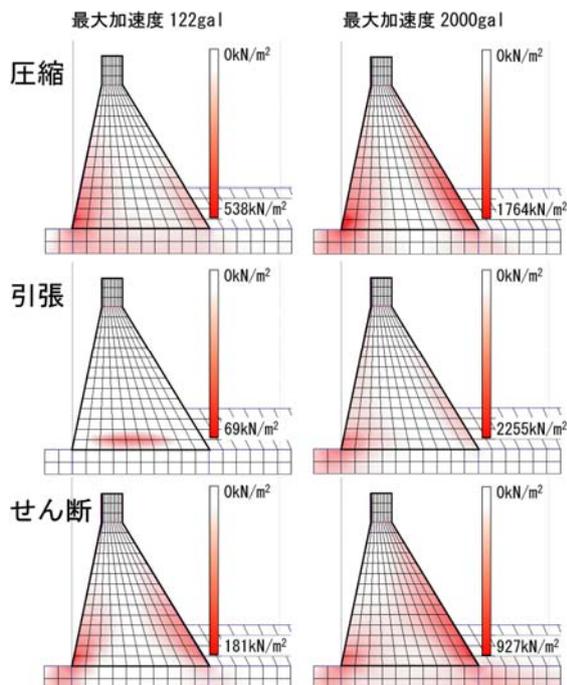


図-12 堤体の発生応力結果

水平加速度 1000gal について、弾性係数 2 パターン (1.5×10⁶kN/m²、5.0×10⁶kN/m²)、減衰定数 2 パターン (5%、20%) のケースを計算した。

堤体に発生する最大応力(圧縮、引張、せん断)について、弾性係数ごとに比較した結果を図-14に示す。前節より、引張応力がもっとも強度に近い値を示したことから、引張応力の結果のみを示す。図より、弾性係数が大きいほど、堤体に発生する引張応力が小さくなるのがわかる。応力が最大値を示している下流端では 3.25×10⁶kN/m²の結果を1とすると、1.5×10⁶kN/m²では1.06倍、5.0×10⁶kN/m²は0.94倍であった。また、図-15に減衰定数ごとの堤体底部に発生する応力を示す。図より、減衰定数が大きいほど堤体に発生する引張応力が小さくなるのがわかる。応減衰定数10%の結果を1とすると、5%は1.11倍、20%は0.91倍であった。以上の結果、地盤の減衰定数、弾性係数は一般値を用いると、えん堤内に発生する引張応力の最大値は1割程度差が生じることがわかった

7. 考察

7.1 外力の大きさが砂防えん堤の地震応答特性に与える影響

堤体の減衰定数ならびに岩盤の弾性係数と減衰定数は振動の大きさに影響を受けると考えられるが、これは一般にひずみ依存性と呼ばれ、ひずみ振幅が増加すると剛性は低下し、減衰は増加する、いわゆる非線形性が現れることに起因する²⁰⁾。しかし、本研究では、取得機会が多い小規模地震動波形から砂防えん堤の物性値を同定し、中規模地震動の地震応答解析に適用したところ、地震応答特性を十分再現することが出来た。これは、中規模の地震動程度の外力には、物性値は影響を受けないことを示唆している。なお、地震Bにおいて、堤体に発生するひずみ振幅は10⁻⁶レベルであり、従来の試験結果から²¹⁾線形領域の範囲と考えられる。一方、大規模地震動に対しての物性値のひずみ依存性

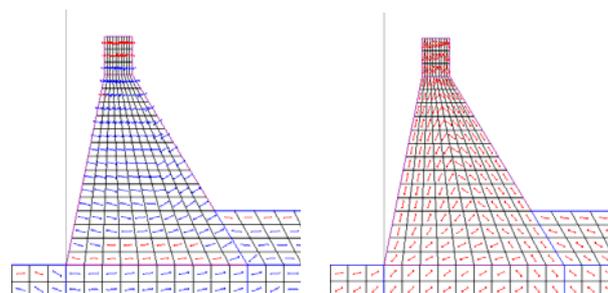


図-13 堤体の引張応力の方向

については観測データがないため評価できなかったが、地震動観測は継続して行われているため、データの蓄積が進めば明らかになると考えられる。

一方、中規模地震の加速度を大きくした検討によれば、外力が大きくなると、並進方向の応答に天端の回転方向の応答が加わることで、引張応力の主たる分布箇所が堤体底面中央部から堤体下流端及び上下流のり面に変化することがわかった。地震による砂防えん堤の被災実態調査において、いくつかの砂防えん堤で法面にクラックが発生しており、兵庫県南部地震 12 事例中 9 事例（旧クラック拡大含む）¹⁾、新潟県中越地震では 17 事例中 12 事例²⁾が確認されている。クラックの方向については分類されていないが、クラックの発生は法面になんらかの引張応力が発生したことに起因すると考えられ、今回の検討結果と矛盾しない。よって、6.1 の結果は砂防えん堤の地震応答特性を十分再現できているものと考えられる。

7.2 検討委員会の結果の検証

検討委員会では応答スペクトル法を用いて、岩盤における砂防えん堤の耐震性を評価した。本研究では応力-ひずみ関係を線形としているため、本検討結果は応答スペクトル法で砂防えん堤の耐震性を評価した検討委員会の検討と同質のものである。

検討委員会では、砂防えん堤の減衰定数を 5%、岩盤地盤の弾性係数を $9,810,000\text{kN/m}^2$ 、減衰定数を 5%としている。この値は本研究で同定した物性値と比較して、地盤の弾性係数が 3 倍程度大きく、地盤の減衰定数は 5%小さい。ここで、検討委員会の物性値を用いて堤体に発生する応力を計算したものを図-14 に示す。入力加速度は地震Bで観測された波形を用いている。図-16 より、本研究で同定した物性値を用いて計算した最大引張応力を 1 とすると、検討委員会が用いた物性値を用いて計算した最大引張応力は 0.2 となることからわかる。これは、検討委員会が設定した条件が、本研究で対象とした砂防えん堤の基礎地盤よりも、良好な地盤であったため（地盤の弾性係数が大きかったため）、堤体に発生する引張応力は小さくなったと考えられる。しかし、本研究で対象とした CL 級の地盤に設置された砂防えん堤であったとしても、前章で示したように、震度 6 強相当の地震では砂防えん堤に発生する応力は強度を超過しなかった。このことは、検討委員会の検討は比較的良好な地盤を想定していたと考えられるが、比較的弱い CL 級の岩盤であっても、震度 6 強相当の地震では十分な耐震性を有していることを示

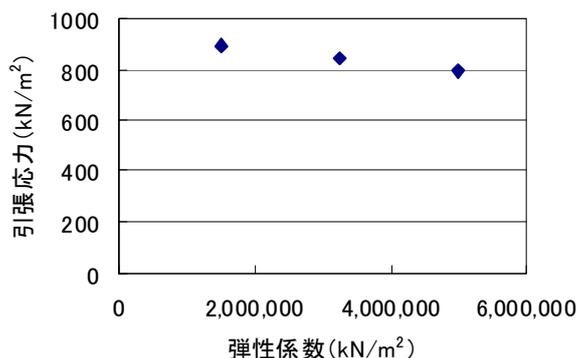


図-14 堤体の引張応力と地盤の弾性係数の関係

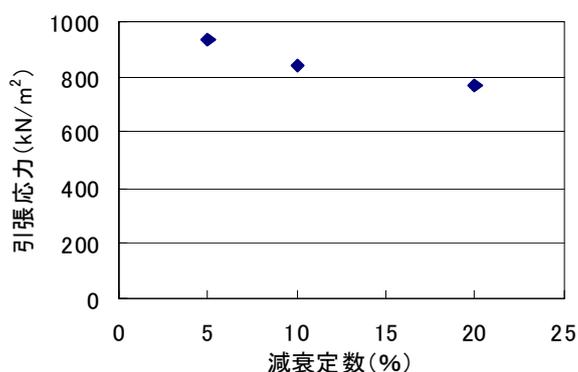


図-15 減衰定数が堤体の引張応力に与える影響

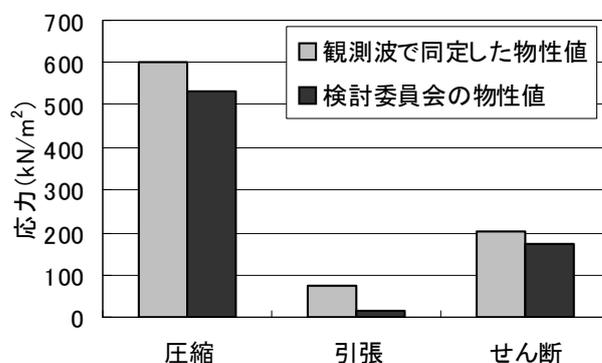


図-16 検討委員会の物性値を用いた計算結果との比較

しており、砂防えん堤が十分な耐震性を有しているとした検討委員会の結論を支持するものであった。

以上のように、検討委員会で今後の課題とされた観測波形を実際に取得し、耐震性の評価を行った結果、検討委員会の結論同様、砂防えん堤が十分な耐震性を有している可能性が高いことが確認できた。

8. まとめ

本研究では、砂防えん堤の観測波形を用いて、砂防えん堤の耐震性の評価を行った。以下にその結果をまとめる。

- 1) 貯水ダムに対して確立されてきた地震応答解析の手法を砂防えん堤に適用し、その適用性を確認した。また、解析に用いるパラメータが外力に大きく依存しないことを確認した。
- 2) 地震Bの最大加速度を増幅させた検討では、地震の最大加速度が2000galになると、砂防えん堤の引張応力が引張強度を超過し、被災する可能性があることがわかった。2000galは気象庁の震度に換算すると、震度7相当である。
- 3) 最大加速度が大きくなると、砂防えん堤の堤体における引張応力の主たる分布箇所が変わることがわかった。それは外力が大きくなることによって、砂防えん堤の並進方向の応答に、砂防えん堤天端の回転方向の応答が加わることが影響していると考えられる。
- 4) 一般的に用いられている範囲で物性値を変化させた場合、地盤の弾性係数による違いは引張応力をもっとも明瞭に現れた。地盤の減衰定数、弾性係数は一般値を用いると、えん堤内に発生する引張応力の最大値は1割程度差が生じることがわかった。

参考文献

- 1) 社団法人砂防学会：「砂防設備の耐震性に関する検討委員会報告」, 砂防学会誌, Vol. 48, No. 6, p. 37-60, 1996.
- 2) 社団法人全国治水砂防協会：砂防関係法令規集平成18年度版, p. 594, 2006.
- 3) 独立行政法人土木研究所：「砂防えん堤に設置されている地震計の観測記録(平成8年~18年)」, 土木研究所資料4071号, 2007.
- 4) 木戸研太郎, 杉村淑人, 森田稔, 平木一正：「兵庫県南部地震における一庫ダム動的解析」, 大ダム No. 167, p. 15-23, 1998.
- 5) 塩尻弘雄, 上田稔：「ダム-岩盤-貯水の連成を考慮した重力式ダムの3次元地震応答シミュレーション」, 土木学会論文集 No. 640/I-50, p. 177-192, 2000.
- 6) 社団法人地盤工学会：「ジオテクノート9 地震動」, p. 57-58, 2001.
- 7) 社団法人土木学会：「2007年度版制定コンクリート標準示方書 設計編」, p. 44, 2007.
- 8) 建設省河川局：「改定新版建設省河川砂防技術基準(案)同解説 設計編〔II〕」, p. 8, 1997.
- 9) 有賀義明, 曹増延, 渡邊啓行：「再現解析による既設コンクリート重力式ダムの地震時変形特性の評価」, 電力土木, No. 293, p. 99-103, 2001.
- 10) N値の話編集委員会：「改訂N値の話」, p. 43, 2004.

- 11) 社団法人日本道路協会：「道路橋示方書(V耐震設計編)・同解説」, p. 25-26, 2002.
- 12) 西山卓, 大矢幸司, 田井中治, 伊藤孝男：「歴史的砂防施設保存に関わる安定性評価手法の一事例-日光稲荷川釜ヶ沢砂防えん堤を例として-」, 砂防学会誌, Vol. 60, No. 4, p. 40-49, 2007.
- 13) 大田外氣晴, 江守克彦, 河西良幸：「建築基礎 耐震・振動・制御」, p. 18-19, 2001.
- 14) 國生剛治：「地震応答解析のための土の動的性質 2.3.2 地盤材料の減衰定数」, 土と基礎, Vol. 34, No. 1, p. 75-81, 1986.
- 15) 社団法人地盤工学会：「地盤技術者のためのFEMシリーズ② 弾塑性有限要素法がわかる」, p. 193, 2004.
- 16) 荒川直士, 音田功, 狩俣恒一：「土木耐震工学」, 株式会社コロナ社, p. 51-52, 1990.
- 17) 塩尻弘雄, 上田稔：「ダム-岩盤-貯水の連成を考慮した一庫重力式コンクリートダムの兵庫県南部地震応答シミュレーション解析」: ダム工学, Vol. 8, No. 2, p. 85-91, 1998.
- 18) 社団法人土木学会：「動的解析と耐震設計第3巻 エネルギー施設」, p. 74-76, 1989.
- 19) 社団法人土木学会：「2007年制定コンクリート標準示方書[ダムコンクリート編]」, p. 38-40, 2007.
- 20) 石原研而：土質動力学の基礎, 鹿島出版会, p. 170-171, 1976
- 21) 有賀義明, 曹増延, 渡邊啓行：「強震時の非線形性を考慮したコンクリート重力式ダムの耐震性の評価について」, 大ダム No. 175, p. 103-111, 2001.
- 22) 国土技術政策総合研究所, 独立行政法人土木研究所：「平成16年(2004年)新潟県中越地震土木施設災害実態調査報告」, 国土技術政策総合研究所報告第27号 土木研究所報告第203号, p. 58-65, 2006.

STUDY ON SEISMIC RESISTANCE EVALUATION FOR EVALUATION FOR SABO DAM USING EARTHQUAKE OBSERVATION RECORDS

Grants for operating expenses, General account
FY2006-2009

Erosion and Sediment Control Research Group
(Volcano and Debris-flow Team)

Keiji TAMURA

Takao YAMAKOSHI, Taro UCHIDA

Nagazumi TAKEZAWA, Takeshi SHIMIZU

Abstract : Many structures, such as housing, building, bridges etc., were damaged by the Hyogo earthquake in 1995. At that time, it was tried to evaluate seismic resistance of Sabo dam. However, at that time, earthquake observation records for Sabo dam was not exist, so the adequate analysis of seismic resistance could not be carried out. While, recently, many seismic responses of Sabo dams were observed. Thus, we evaluated seismic resistance using two observation records (small and medium earthquakes). At first, we examined the applicability of seismic response analysis to evaluate seismic resistance of Sabo dam. Results showed that the seismic response analysis can explain seismic response characteristics of Sabo dam, although elastic coefficient of ground and damping factor of ground have to be fitted to observation record. Then, we examined effects of size of earthquake on values of these fitted parameters and showed that seismic response characteristics of the Sabo dam on the medium earthquake can be reenacted using parameters which were fitted from observation record of small earthquake.

Key words : Sabo Dam, Seismic Resistance Evaluation, Observation Records, Elastic coefficient, Damping factor