

(87) 形式の異なる二つのフィルダムの地震応答について

東北工学部 (正) 柳沢 栄司  
同 大学院 (学) 園部 好洋

◆ はじめに ◆

1978年宮城県沖地震では、仙台市を中心に多くの被害が発生したが、宮城県黒川郡にある牛野ダム（傾斜心壁型ロックフィルダム）では、堤体被覆に亀裂が入るなどの被害を受けた。一方、センターコア型のロックフィルダムである樽水ダムでは宮城県沖地震の際には被害を受けていない。堤高、堤長ともに大きい樽水ダムに被害がなかったことは興味深い。そこで筆者らは、堤体材料の応力-ひずみ曲線の非線形性を考慮した地震応答計算を行って、牛野ダムと樽水ダムの応答特性の差異について検討を試みたので、その結果を報告する。

◆ ニつのダムの概要 ◆

牛野ダムは、宮城県黒川郡大衡村にある、傾斜心壁型ロックフィルダムで、堤高21.4m、堤長160m、堤敷幅114.7m、天端幅8mである。牛野ダムはロックフィルダムであるが、堤体体積の約43%がコアであり、残りの57%のロックも凝灰岩であるため、転圧時に粉碎されやすく、実質的にアースダムに近い。ダム地先の対岸距離は、堤高に比して比較的長く、谷の形状は、矩形谷に近くなっている。(図-1)

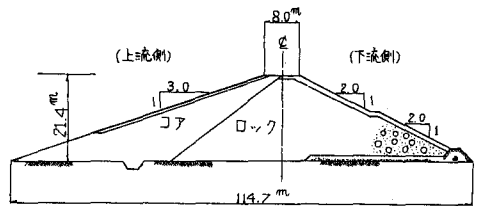


図-1 牛野ダム標準断面

樽水ダムは、仙台市中心部の西南約10kmの名取市高館にあるセンターコア型ロックフィルダムで、堤高38.5m、堤長256m、堤敷幅263m、天端幅10mである。コア材は礫混りロームと風化角礫凝灰岩、ロック材は、角礫凝灰岩が主で、安山岩を含んでいる。(図-2)

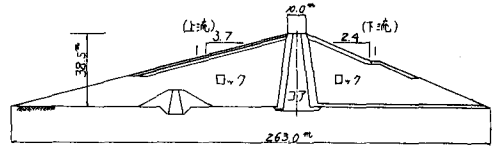


図-2 樽水ダム標準断面

◆ 地震観測結果 ◆

二つのダムともに、過去に地震観測が行われている。

森ら<sup>(1)</sup>は、牛野ダムで得られた加速度記録をもとにして、牛野ダムの振動性状を明らかにしている。それによると堤体の一次固有周期は、0.24secから0.27secの間にあり、特に0.26secが顕著である。また振動数と振幅比の関係をプロットしたグラフから、「 $\sqrt{2}$ 分の1」法によって求めた減衰比は、一次固有周期のところで、約7.3%であった。一方、樽水ダムでは、柳沢、福井<sup>(2)</sup>によつて地震観測が行われた。その結果、堤体の一次固有周期は、0.26sec ~ 0.27secで、0.26secでの減衰比は約5.7%であることが知られている。

◆ 解析手法 ◆

本研究では、二つのダムについて、二次元有限要素法を用いて応答解析を行っている。運動方程式中の質量マトリックスは集中質量型とし、要素のせん断剛性は、上転圧および側圧を考慮して与えた。粘性減衰は、比例減衰表  $[C] = \alpha[M] + \beta[K]$  とし、 $\alpha, \beta$  は、自由振動を数値計算して求めた。その結果、両ダムともに、 $\alpha = 0.3$ 、 $\beta = 0.006$  としたときの減衰比が、牛野ダムで  $D = 0.075$ 、樽水ダムで  $D = 0.060$  である。また、ダム上下流方向の変位自由振動から求めた一次固有周期は、牛野ダムで  $t = 0.26sec$ 、樽水ダムで  $t = 0.27sec$  である。

解析に用いた非線形応力-歪関係は、Hardin-Drnevich型である。本来、Hardin-Drnevichは、減衰ループについて、特定の肉数形を規定していないが、国生ら<sup>(3)</sup>は、これを修正した形のModified Hardin-Drnevichモデルを提案しており、これによつて、加曲線、減曲線を次ページのように定義した。

$$\text{加曲線: } \tau - \tau_m = \frac{G_{\max}(Y - Y_m)}{1 - \frac{Y - Y_m}{2Y_r}} \quad (1)$$

$$\text{減曲線: } \tau + \tau_m = \frac{G_{\max}(Y + Y_m)}{1 + \frac{Y + Y_m}{2Y_r}} \quad (2)$$

図-4中の  $G_{\max}$ ,  $\tau_{\max}$  は以下の式によれば、要素ごとに求められる。

$$G_{\max} = A \cdot \frac{(2.97 - e)^2}{1 + e} \cdot \sqrt{\sigma_0} \quad (3)$$

$$\tau_{\max} = \left( \sigma_0 - \frac{C}{\tan \phi} \right) \sin \phi - \frac{\sigma_v - \sigma_h}{2} \quad (4)$$

ここに  $\sigma_0$ : 有効拘束圧,  $C$ : 粘着力

$\phi$ : 内部マツ角,  $\sigma_v$ : 有効上載圧,  $\sigma_h = \sigma_v \cdot \nu / (1 - \nu)$

#### ◆ 解析モデル ◆

解析に用いたダムのモデルは、二つのダムともロックフィル部とコア部からできているものとしている。計算に用いた物性値を表-1, 表-2に示す。なお、粘着力は両ダムとも、ロック材  $0.5(t/m^2)$ , コア材  $5.0(t/m^2)$ とした。解析にあたり、最初に自由振動を計算して、一次固有周期を観測値と一致させた。計算における固有周期に影響するのは、主に単位体積重量とせん断弾性定数であるが、このうち単位体積重量は、樽水ダム工事誌を参考にし、せん断弾性係数は、(3)式によつて調整して、固有周期を合わせた。有限要素の固数は、樽水ダム44個、牛野ダム32個、節点数は、牛野ダム25個、樽水ダム32個である。

#### ◆ 牛野ダムの被害状況について<sup>(4)</sup> ◆

牛野ダムの堤体上流斜面の保護工は捨石張りである。被災箇所は堤体下部の張石の一部であるが、被災の主な特徴は次のとおりである。

- (1) 被害は、堤体上流斜面張石だけに発生している。
- (2) 張石区間の最上部で最大10cmの沈下。最上部から5~6m下、土地裏で10~20cmの沈下および最大30cmのゆるみが認められた。
- (3) 沈下、ゆるみ(開口亀裂)、隆起現象はいずれもダム軸に平行に分布している。
- (4) 特に被害が又まが、たのはダム中央部である。

なお、樽水ダムには、宮城県地震の際に被害が認められなかった。

#### ◆ 解析結果と考察 ◆

本研究において、入力加速度として用いたのは、1978年宮城県沖地震の際に樽水ダムのギャラリーで得られた、堤軸直角方向の加速度記録である。その波形を図-5に示す。20gal程度の波が10secほど続いた後に、

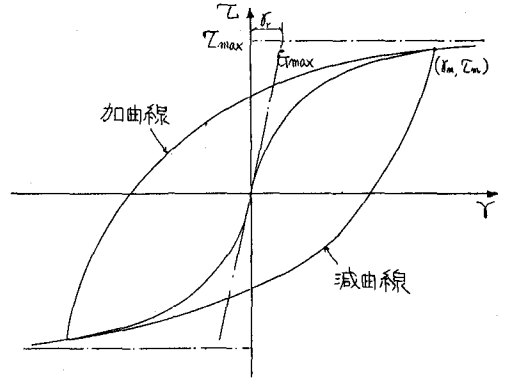


図-4 Modified Hardin-Drnevich Model

単位体積重量	ロック	1.90 (t/m <sup>3</sup> )
	コア	1.70 (t/m <sup>3</sup> )
ポアソン比	ロック	0.32
	コア	0.48
内部マツ角	ロック	30°
	コア	10°
間ガキ比	ロック	0.70
	コア	0.90

表-1 牛野ダム材料物性

単位体積重量	ロック	2.20 (t/m <sup>3</sup> )
	コア	2.00 (t/m <sup>3</sup> )
ポアソン比	ロック	0.30
	コア	0.45
内部マツ角	ロック	35°
	コア	10°
間ガキ比	ロック	0.68
	コア	0.85

表-2 樽水ダム材料物性

突然大きな波が現れていることが特徴となっている。上下方向へは入力していない。最大加速度は187 gal である。両ダムとも震央までの距離が150km ほどで、ほぼ一定であることから、修正は行っていない。

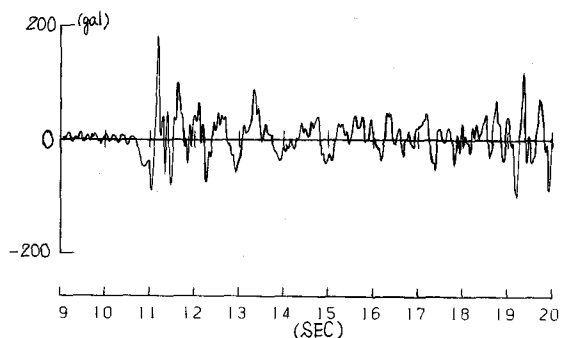


図-5 入力加速度

この記録を入力波として行、た非線形計算の結果を次に示す。図-6は、牛野ダム堤頂(上流側)の応答変位であり、図-7は、樽水ダムの応答変位である。牛野ダムで72 cm、樽水ダムでは25 cmの最大変位が認められる。しかし、堤高に対する最大応答変位の比率は、両者ともほぼ等しいので、これは明らかに堤高の差異によるものであると考えられる。図-8は、牛野ダムの応答加速度、図-9は、樽水ダムの応答加速度である。最大応答値は、牛野ダムで940 gal、樽水ダムで1045 gal となっている。応答加速度の波形は、ピーク付近でかじょうに大きな値となっているが、これは図-4のような履歴曲線を用いているために、応答加速度がピークになる付近では、ほとんどの要素のヒズミの方向が逆転しセン断定数が急激に大きくなっていることによると思われる。従、て、最大加速度応答値は瞬間的に発生するので、変位応答にほとんど影響をおよぼしていないことがわかる。

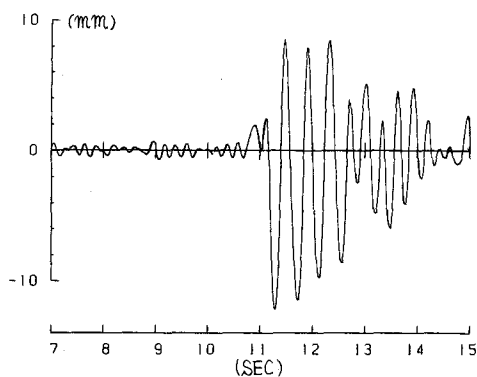


図-6 牛野ダム堤頂応答変位

図-10、図-11は、両ダムの堤頂付近のコア材に発生するセン断ひずみの波形である。牛野ダムのコア部のセン断ひずみは、樽水ダムのコア部のセン断ひずみの約4倍になっている。一方、セン断応力は、最大値が牛野ダムのコアのほうが若干小さいが、ほぼ同レベルである。応答変位は樽水ダムのほうが大きい。セン断ひずみが小さいのは次のような理由によると思われる。セン断ひずみは、三角形要素の接点の相対的な変位に直接に結びつくものである。すなわち、牛野ダムでは、三つの接点の相対的な変位が大きく、セン断ひずみが大きくなっていると考えられ、コア部と、ロック材が一体とな、て振動していないということを示しているようである。これに対して、樽水ダムは、コア材が、両側からロック材に押さえられており、そのためコアの振動がロックの振動と一体とな、っているのではないかと考えられる。

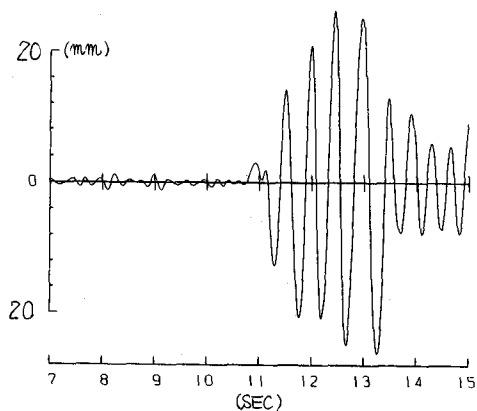


図-7 樽水ダム堤頂応答変位

以上のように、セン断応力がほぼ同レベルで、セン断ひずみが大きいのは、材料特性の差によるものであるが、堤高、堤長ともに大きな樽水ダムで、応答変位が大きいにもかかわらず、セン断ひずみが小さいことがわかる。

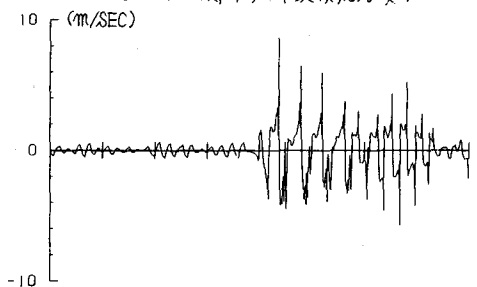


図-8 牛野ダム堤頂応答加速度

牛野ダムのような傾斜心壁型のダムは、コア材が表面近くにあつて、地震の際には、ロック材と一体となつて振動せず、コア材のせん断ひずみが大きくなると考えられる。一方、樽水ダムは、コア材がロック材に押えらるる構造によつて、コア材のせん断ひずみが小さくなつてゐると考えられ、地震に対しては、センターコア型のダムのほうがまさつてゐるのではなからかと思はれる。

◆ おわりに ◆

本研究は、二次元有限要素法を用いた非線形応答計算を用いて、タイプの異なる二つのダムの振動性状について考察したものであるが、フィルダムの挙動を解析するためには、谷の三次元的な影響や基盤条件等を考慮しなければならぬ。また、入力波として用いた樽水ダムの記録は、堤体の振動の影響も含んでおり、入力波として適切かどうかの問題もある。今後、フィルダムの地震時挙動をより正確に追跡するためには、以上のようなことを考慮に入れた三次元的解析が必要であると思はれる。

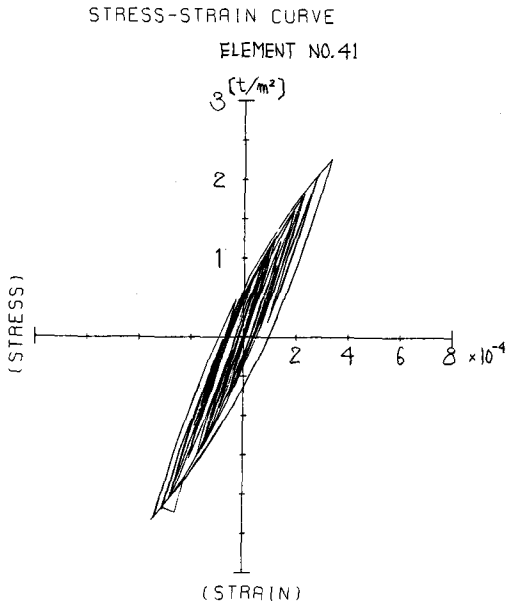


図-12 応力-ひずみ曲線の例

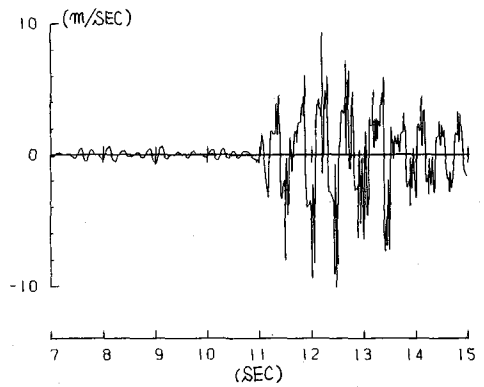


図-9 樽水ダム堤頂応答加速度

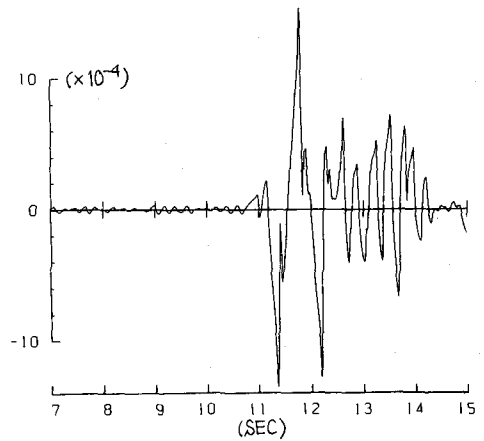


図-10 牛野ダムコア部せん断ひずみ

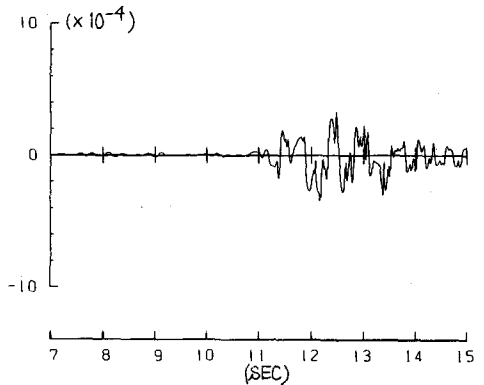


図-11 樽水ダムコア部せん断ひずみ

(参考文献)

- (1) 森；「フィルタイプダムの地震時応答特性とその耐震設計への応用に関する研究」東北大学博士学位論文
- (2) 柳沢、福井、佐々木；「樽水ロ、フィルダムの地震観測と応答解析」第14回土質工学研究発表会講義集
- (3) 国生、松井；「Modified Hardin-Drebnich モデルについて」土木学会第33回年次講演会第3部
- (4) 土木学会；「1978年宮城県沖地震調査報告書」