

(115) ロックフィルダムの地震時挙動

建設省土木研究所 正員 ○松本 徳久 安田 成夫 志賀 三智

1. まえがき

我が国におけるロックフィルダムは、震度法を用いて地震に対して安全であるよう基本断面を決定している。この設計法における設計震度は0.10から0.20の範囲の値がダムサイトの地震活動度に応じて選ばれている。この震度法によって設計された我が国のダムが既応の地震に対して被害を出していないという事実から、この設計法は経験的に安全側であると言える。しかしながら、ダム高の高いロックフィルダムが近傍の大きな地震を受けた例は数少なく、震度法では堤体における加速度の増幅が考慮されないなどの不合理な点が含まれているため、ダムによってはその安全性を照査する必要がある。このとき、ロックフィルダムの動的解析は、入力加速度・物性値・計算手法および安全性の判断の4点のそれぞれについて工学的判断を必要とする複雑な体系であるから、この体系が実物ダムの地震時挙動を表現していることを明らかにすることは有意義なことである。ここでは、実物ダムで観測された基礎岩盤とダム天端における加速度記録を解析し、次に岩盤の加速度記録を動的解析の入力加速度とし応答計算を行い実測応答と比較した。なお堤体の動的物性値は、原石山から堤体材料を搬入し大型繰返し三軸試験を行い、 $10^{-5} \sim 10^{-3}$ のせん断ひずみ範囲について動的せん断ひずみ（剛性率）と減衰定数を求めた。

地震動の加速度が記録された三保ダムは、高さ95mのセンターコア型ロックフィルダムで1978年に完成した。図-1に三保ダムの標準断面を示すが、遮水ゾーンは薄く堤体の大部分はロック材より成り立っている。ロックゾーンは大粒径、中粒径および小粒径の3ゾーンよりなり、小粒径のロック材でも平均粒度は4.76mm程度であり、透水性は 10^{-3} cm/sec 以上の自由排水の材料である。遮水ゾーンのコア材は風化岩とスコリアロームをストックパイルで混合した粒度配合の良い礫まじり土で、まき出し厚20cm、シーブスフットローラ12回転圧で施工されている。フィルターゾーンはまき出し厚40cm、32tブルドーザで12回転圧された。ロックゾーンはまき出し厚100cm振動ローラで4回施工転圧されている。

堤体の上下流面の勾配は、設計震度を0.20として震度法によって定められている。ダム基礎は新第三紀の漸新世から中新世にかけての海底火山活動に伴う安山岩質火山砕屑岩を主体とし一部に輝石安山岩の貫入が見られる。基岩はP波速度が4.0～4.5 km/sec程度

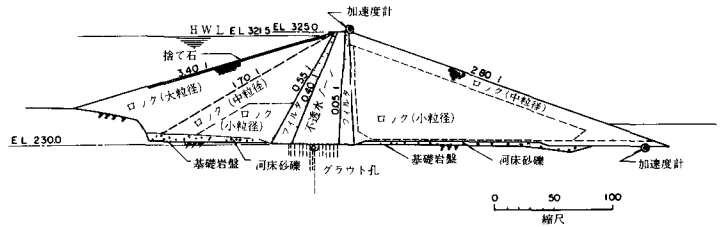


図-1 ダムの標準断面

のよく固結した硬岩である。図-1に示されるようにロックゾーンの基礎の一部に河床砂礫があるがこれは調査の結果ロックゾーンと同等以上の強度を持ち、砂分の少いよく締った礫のみを残したものである。

2. ダムで記録された地震動

ダムは図-1に示すように基礎下流法尻および堤体天端の2ヶ所に強震計が設置されていた。法尻の強震計は基岩に設置されているので、ここではこの加速度を堤体の入力地震動と考えている。1980年6月29日14時20分に伊豆半島から約10km東の海域でマグニチュード6.7の地震が発生した。この伊豆半島東方沖地震の震源の深さは10kmである。ダムサイトと震央は56km離れており、この地震による三保ダムの被害は何らなかった。この地震計で記録された伊豆半島東方沖地震の水平上下流加速度をデジタル化し再プロットしたものを図-2に示す。図-3は水平上下流加速度のパワースペクトルである。表-1に加速度の最大値と卓越周波数を示す。ダム天端の基礎に対する周波数応答関数を求めた。実際には三保ダムは3次元構造物であり、例えば基礎の鉛直道は、堤体の鉛直動だけでなく水平動にも寄与しているが、ここでは簡単のためこれらのカップリングを無視して成分毎の周波数応答関数を求めている。

図-4から堤体の上下流方向の固有周波数は2.0, 3.8, 5.2, 6.1 Hzであることが推定される。

3. 大型繰返し三軸試験機による動的変形特性

本ダムロック材の繰返し三軸試験を実施した。供試体の径は $\phi=30\text{ cm}$ 、高さは $h=60\text{ cm}$ で、試料は気乾状態で含水比0.8%である。試験機は、渦電流型の非接触型変位計を用いており、試験時の機械的誤差を排除するために、ロードセル同様三軸セル内に設置されている。

試験は試料をまず側圧 1 kgf/cm^2 で等方圧密し、体積変化量が0もしくは0.05%/分以下となった段階で、軸圧 σ_3 に0.2 Hzの繰返し応力 σ_{ad} を与えた。各繰返し応力レベル毎に12波目のヒステリシスループを実験結果とした。応力レベルは徐々に大きくしてゆき、

せん断ひずみが 10^{-3} 近くに達したなら次の側圧段階へと進む。応力段階は一供試体につき1, 2, 3, 4 kgf/cm^2 の4段階である。

ここで、剛性率およびせん断ひずみは、実ダムでの弾性波探査試験に依ればポアソン

比 ν が深さに関係なく0.85であったので、 ν を介して動弾性係数、軸ひずみから求めた。

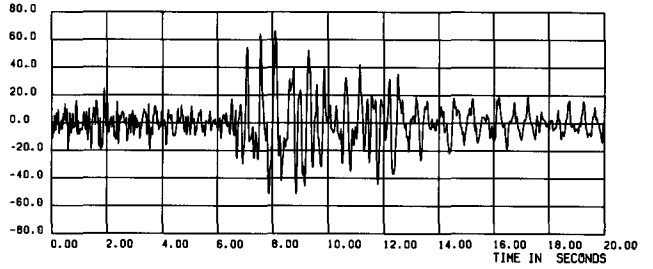
剛性率のひずみ依存曲線を図-5に示す。側圧の上昇に伴い剛性率は大きくなっており、ひずみが 5×10^{-6} 以下になると、検出器の精度上げらつきが見られる。図には弾性波探査の結果も示してある。ある深さに対して剛性率は室内実験が原位置試験よりも大きくなるようであるが、深度に大きな相異はなく両者はほぼ一致していると考えてもよいであろう。ただし、室内試験の側圧は次式を介することにより、深さ Z の位置の応力状態を再現しているとした。

すなわち、フィルダムの変形を二次元と仮定し堤軸方向のひずみを0とすれば有効平均主応力 σ'_m は、

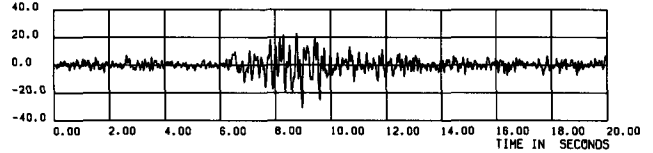
$$\sigma'_m = \frac{1}{3} (1 + \nu) \cdot (1 + K) \sigma'_1$$

ただし $K = \sigma'_3 / \sigma'_1$; 主応力比……………1)

となり、三保ダムの実測土圧によれば $\sigma'_1 = 0.9 \cdot \sigma'_0$ (σ'_0 ; 上載荷重)なので σ'_m は次式となる。



水平上下流方向 (天端)



水平上下流方向 (基礎)

図-2 ダムで記録された地震動 (伊豆半島東方沖)

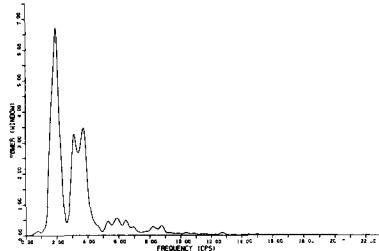


図-3.1 パワースペクトル (天端水平上下流方向)

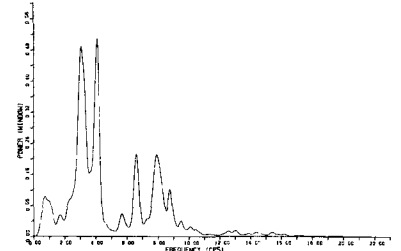


図-3.2 パワースペクトル (基礎水平上下流方向)

表-1 実測された加速度記録の最大加速度と卓越周波数

成分	最大加速度 (cm/s^2)	卓越周波数* (Hz)
基礎上下流	30.9	3.0, 4.0, 6.6, 7.9
基礎堤軸	33.0	2.2, 3.0, 4.1, 8.3
基礎鉛直	12.0	0.8, 2.2, 4.3, 6.8
堤体上下流	66.4	2.0, 3.2, 3.8
堤体堤軸	81.1	1.6, 2.7, 3.1, 5.8
堤体鉛直	37.6	2.4, 3.2, 3.9, 7.0

(注)* アンダーラインは最大のパワーを与える卓越周波数

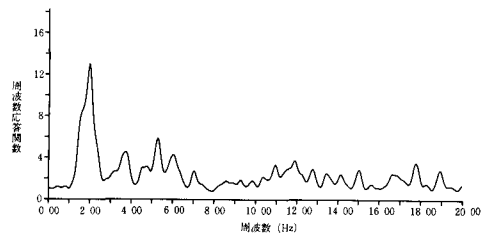


図-4 天端の周波数応答関数 (水平上下流方向)

$$\sigma'_m = \frac{0.9}{30} \cdot (1+\nu) \cdot (1+K) \cdot r \cdot Z \dots\dots\dots 2)$$

r ; 単位体積重量 (t/m^3)

Z ; 堤体表面からの深さ (m)

ただし、三保ダムでの実測記録に依れば $k=0.5$, $\nu=0.85$, $r=2.81 t/m^3$ である。

また、微小ひずみにおける剛性率 G_0 で除したものを図-6に示すが、4側圧とも同一直線上にある。

減衰定数とひずみの関係を図-7に示す。粗材料では、豊浦標準砂のような細粒材と異なり側圧の影響は受けにくいようである。

4. 動的応答解析

繰返し三軸試験、弾性波探査および実測された地震動を用いて当ダムの二次元動的応答解析を行い、実測との比較を行った。動的解析の計算プログラムはQUAD-4を用いた。

入力物性値について、まず初期剛性率 G_0 は弾性波探査結果から得られたS波速度と深さの関係から(図-8参照)深度別に次式により与えた。

$$G_0 = \rho \cdot (V_s)^2 \dots\dots\dots 3)$$

ひずみ依存曲線は繰返し三軸試験結果から得られた図-9の曲線を用いた。減衰定数は材料自体の履歴減衰として繰返し三軸試験結果を用いた。今回の試験で得られたひずみ依存曲線は、従来から用いていた曲線に比べ、剛性率および減衰定数は左側へシフトしている。なお減衰定数は図-7に示したように側圧の影響がほとんどないので、深さに関係なく一律に与えた。また、堤体と基礎岩盤の境界における逸散減衰は、金井らによれば、下層よりも剛性率の低い上層からなる2層地盤のせん断波の逸散減衰は共振周期において次のようになる。

$$h = \frac{1}{\pi} l_n \left| \frac{1+\alpha}{1-\alpha} \right| \dots\dots\dots 4)$$

$$\alpha = \frac{\rho' \cdot V'_s}{\rho \cdot V_s} ; \text{インピーダンス比}$$

三保ダム堤体の平均S波速度は約0.5 km/sec、基礎岩盤のそれは2.0 km/sec程度である。またロック部の単位は2.3 gf/cm³、基礎岩盤では約2.5 gf/cm³なのでインピーダンス比は、0.23となり h は約15%となる。この逸散減衰は計算プログラム上では考慮できないので、この15%を内部減衰に上載せしている。また、QUAD-4では、減衰マトリクス[C]をレイレイ型で与えているため、減衰定数は1次モードでは h となるが、 i 次モードでは $h \cdot \frac{1}{2} \left(\frac{w_1 + w_2}{w_1} \right)$ となり高次のモードになるほど減衰が大きくなる。(w_i ; i 次の固有円振動数)そこで次式のように質量と剛性に比例する部分の比率を考え、ロックフィルダムの材料は剛性率および減衰定数に周波数依存性がないことから $\alpha=0.6$ として計算を行った。(図-11)

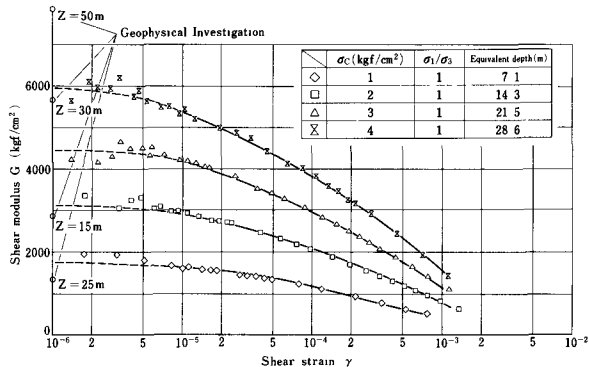


図-5 剛性率のひずみ依存曲線

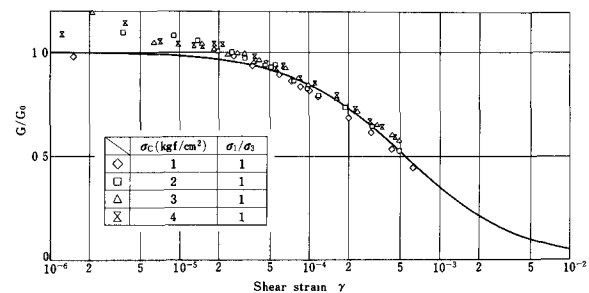


図-6 剛性率比のひずみ依存曲線

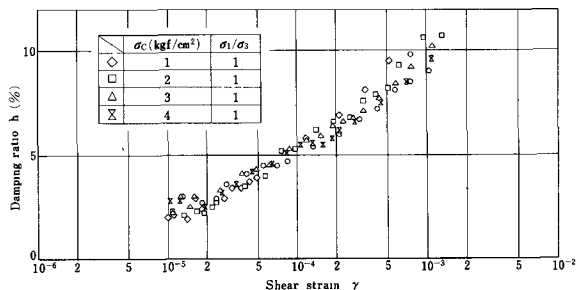


図-7 減衰定数のひずみ依存曲線

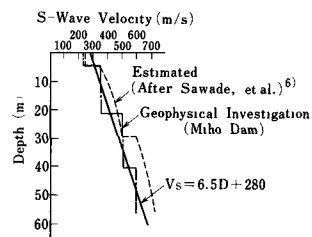


図-8 深度別S波速度

$$[C] = (1 + \alpha) h \cdot w_1 [M] + (1 - \alpha) \frac{h}{w_1} [K] \quad \dots\dots\dots 5)$$

解析に用いた有限要素断面を図-10に示す。

なお、今回の計算ではロック材の剛性率比ひずみ依存曲線のみを用いている。

計算は等価線型であり、各要素内のせん断ひずみ γ の最大値の65%が図-9の物性値を満足するまで繰り返し計算を行った。図-12に収束した後のダム天端の基礎に対する周波数応答関数を示す。図-12によれば解析モデルの第1次固有周波数は1.9Hzであり、実測と一致する。図-13はダム天端の応答加速度である。計算では最大応答加速度は70galであり実測の66galと良く一致しており、7秒から12秒までの主要動の平均的レベルもほぼ一致している。しかしながら、図-12の周波数応答関数に見られるように高周波成分の増幅が小さいために、初期微動の高周波成分が計算にあらわれていない。

5. まとめ

ダムで記録された地震動および室内実験・現場実験で得られた物性値を用いて、動的解析を実施したところ、天端の加速度・周波数応答関数に関して実測値とのあいだにかなり良い一致が得られた。

参考文献

- 1) 松本・近藤, 「ロックフィルダムの実測された地震時挙動および解析」, 第13回UJNR, 1981
- 2) 松本・豊田・志賀, 「実物ロックフィルダムにおける動的変形係数分布」, 第15回UJNR, 1983
- 3) I.M. Idriss, J. Lysmer, R.Hwong and H.B.Seed 「QUAD-4, A Computer Program for Evaluating the Seismic Response of Soil Structures by Variable Damping Finite Element Procedures」 Univ of California, EERC 73-16, 1973
- 4) Katsutada Sezawa, Kiyoshi Kanai 「Damping in Seismic Vibrations of a Surface Layer due to an Obliquely Incident Disturbance」 Earthquake Research Institute 1986, Sept. No.14
- 5) 松本・安田, 「大型繰返し三軸試験機を用いた粗粒材料の動的物性試験」, 土研資料, 第2146号, 1984年12月

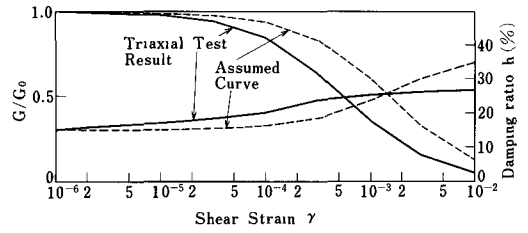


図-9 計算に用いた剛性率比, 減衰定数のひずみ依存曲線

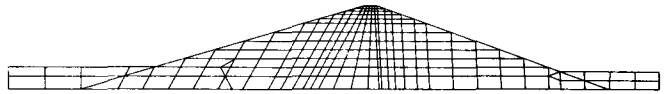


図-10 計算に用いた有限要素図

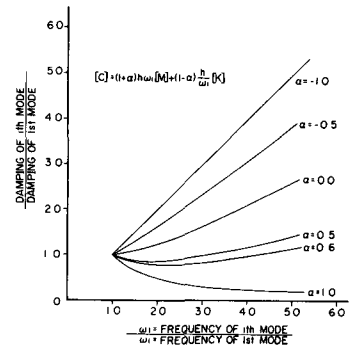


図-11 種々の α に対する i 次モードの減衰定数

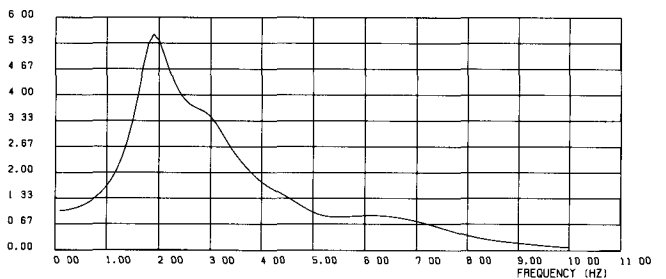


図-12 計算による天端の周波数応答関数

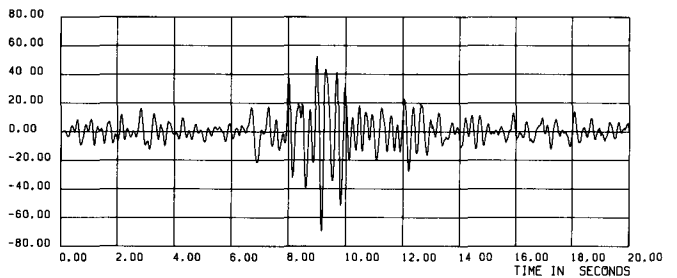


図-13 計算による天端の応答加速度