

I-465

フィルダムの動的解析における逸散減衰の評価法

建設省 土木研究所 正会員 武田 理 安田成夫 岩下友也 中村 昭

1. はじめに

フィルダムの動的解析を実施する場合、堤体の剛性に比べ基礎岩盤の剛性が大きいため、剛基礎モデルとして解析を行うことが多い。このとき、地震時の減衰効果のうち堤体から基盤へ波動伝達として損失する地下逸散減衰量の評価が重要となり、通常、等価な内部減衰(等価逸散減衰)として堤体材料に関わる内部減衰に上乗せして解析を行っている。本報告は、実ダムで観測された地震記録を解析し、地下逸散減衰の周波数特性を検討した上で、周波数依存性のあるRayleigh減衰を用いたフィルダムの2次元動的解析を行う場合の減衰定数の設定方法について検討を行ったものである。

2. 地下逸散減衰の周波数特性

実地震動としては、神奈川県に位置する三保ダムでの地震記録を使用した。三保ダムでは下流法尻および天端の2箇所にSMAC-Q型の地震計が設置されており、ここでは、過去の地震記録のうち比較的加速度の大きい地震動を6地震採用した。堤体の固有周波数は、上下流方向における堤体天端の基礎に対する周波数応答関数(バンド幅0.6Hz)より求め、減衰定数 h の算定方法としては、周波数応答関数を用いて H^*H^* 法により各共振線(1~3次)の減衰定数 h を算定した。図-1に各地震動の1次固有周波数に対する減衰定数とせん断ひずみの関係を示す。同図には、室内試験により求めた内部減衰(履歴減衰) h_h を示しており、せん断ひずみ γ は天端の最大加速度から算定した値(安田ら, 1994)を使用した。図-1に示すように、各ひずみレベルにおいて全減衰量 h から内部減衰 h_h を差し引いたものが逸散減衰量 h_r に相当すると考えられる。図-2は、1~3次モードの逸散減衰量 $h_{r,i}$ と固有周波数 f_i の関係を示したものであり、図中には、比較のため大町(1981), 土岐(1981), 佐藤(1983)の理論式により得られる逸散減衰定数 h_r を示してある。同図より、逸散減衰は高次振動になるほど減少するという周波数特性が見い出せ、理論値と同傾向を示していることが分かる。

3. 2次元動的解析における減衰定数

3.1 Rayleigh減衰による減衰定数の振動特性

堤体を均一な三角形のせん断弾性梁とすると、 i 次モードの等価逸散減衰 $h_{r,i}$ と固有円振動数 ω_i は(1)式で表される。(大町(1981), 松村(1934))

$$h_{r,i}/h_{r,1} = \omega_i/\omega_1 \quad (1)$$

i 次モードの全体の減衰定数 h_i は、堤体材料の内部減衰を $h_{h,i}$ とし、 $h_{r,i}/h_h = m$ とおくと(2)式のようになり、 h_i/h_1 は1次モードの地下逸散減衰と内部減衰の比を表すパラメータ m と ω_i/ω_1 の関数となる。

$$h_i/h_1 = \{1+m/(\omega_i/\omega_1)\}/(1+m) \quad (2)$$

一方、Rayleigh減衰を用いた2次元動的解析QUAD-4における減衰マトリクス[C]は、質量と剛性に比例する部分の比率を調整するパラメータ α を

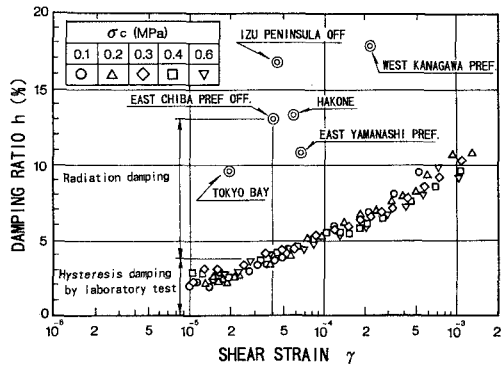
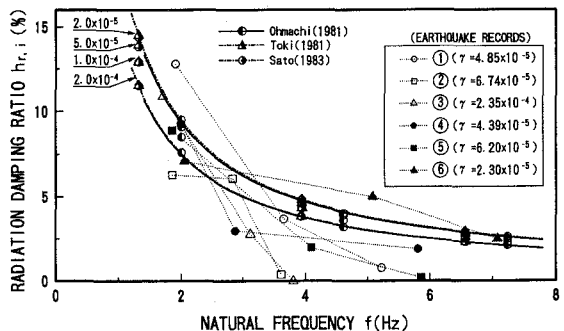
図-1 減衰定数 h とせん断ひずみ γ の関係

図-2 逸散減衰定数と固有周波数の関係

用いると(3)式で表される。

$$[C] = (1 + \alpha) \cdot h_1 \cdot \omega_1 \cdot [M] + (1 - \alpha) \cdot h_1 / \omega_1 \cdot [K] \quad (-1 \leq \alpha \leq 1) \quad (3)$$

このとき、 i 次モードの減衰定数 h_i は次式となる。(松本ら(1983))

$$h_i / h_1 = 1/2 \cdot \{ (1 + \alpha) \cdot \omega_i / \omega_1 + (1 - \alpha) \omega_i / \omega_1 \} \quad (4)$$

従来、QUAD-4を用いた解析では、堤体材料の内部減衰は振動数に依存しないものとし、フィルダムの動的解析においてもこのRayleigh減衰が極力振動数に依存しないように $\alpha = 0.4 \sim 0.6$ の値がとられている。式(4)の減衰振動特性と式(2)の振動特性を図-3に示す。

3.2 実地震動解析によるパラメータ m の推定

三保ダムにおいて観測された6地震記録を用いて式(2)における $m (=h_{r,1}/h_h)$ の値を算定した。表-1に算定結果と各地震動の諸元を併せて示す。算定の結果、 m の値は1.4~3.3の範囲にあり、 α の値は堤体の1次固有周波数の2~3倍の周波数領域に着目すれば0.7~0.9が妥当と考えられ、以後、 $\alpha = 0.8$ とした。

4. Rayleigh減衰を用いた2次元動的解析

解析に使用する $h_{r,1}$ としては、大町(1981)による10%と土岐(1981)による15%を各々一律に設定した場合と、各地震動ごとに求めた値を使用した場合の3ケース、 α の値は、前述の検討結果より $\alpha = 0.8$ の場合と従来使用されている $\alpha = 0.4$ の場合の2ケースについて解析を実施した。解析の結果として、天端での最大応答加速度の計算値と実測値の比較を図-4に示す。図の横軸は各地震波が入力したときの堤体の固有周波数であり、縦軸が1.0に近い程、計算値と実測値が一致することを意味する。図より、 $\alpha = 0.8$ の場合が実測と良い一致を示しており、逸散減衰 $h_{r,1}$ については、実地震動による場合が最も良い適合性を示し、次いで10%の場合となった。

5. まとめ

実ダムにおける観測地震記録のスペクトル解析および室内試験から逸散減衰量を算定し、固有周波数との関係を検討した結果、高次振動になるほど減少するという周波数特性を得た。また、2次元動的解析QUAD-4におけるRayleigh減衰のパラメータ α としては、減衰定数の振動数特性および実地震動を用いた解析により、 $\alpha = 0.8$ が妥当であると考えられる。逸散減衰 $h_{r,1}$ としては、実測地震動による値を使用した場合が最も実測値との適合性は良好であった。

参考文献

- 松村孫治(1934):地震動による土堤の変形, 内務省土木試験所報告, 第28号
 松本徳久・近藤悟(1981):フィルダムの動的解析と減衰の表現, ダム技術, Vol. 1-3, pp. 46~53
 大町達夫(1981):フィルダム振動の地下逸散減衰量の算定, 土木学会第36回年講, pp. 570~571
 佐藤忠信(1983):地盤の振動モードに及ぼす地下逸散減衰の効果, 第17回地震工学研究発表会, pp. 147~150
 土岐憲三(1981):構造物の耐震設計, 新体系土木工学11, 技報堂出版, pp. 99~101
 安田成夫, 岩下友也, 武田理, 中村昭, 多賀恭一(1994):室内試験、原位置試験および実測地震動によるロックフィル材料の動的変形特性の評価, 第9回日本地震工学シンポジウム(投稿中)

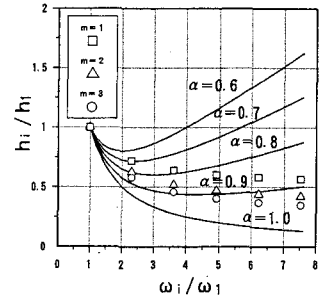


図-3 (内部+逸散)減衰とRayleigh減衰の振動数特性

表-1 各地震動の諸元およびパラメータ m の算定結果

地 震 名 (発生日月)	1次 固有周波数 f_1	最大加速度		1次減衰定数 (実地震) h_1	内部減衰 (室内試験) $h_{i,1}$	1次逸散減衰 $h_{r,1}$ ($h_{i,1}/h_h$)	m ($h_{r,1}/h_h$)
		天端	基礎				
伊豆半島沖 (1980. 6. 29)	1.9 0 4 (Hz)	6 6 (gal)	3 1	1 6. 7 (%)	3. 9 (%)	1 2. 8 (%)	3. 3
山梨県東部 (1981. 4. 14)	1. 8 5 5	8 7	3 1	1 0. 8	4. 5	6. 3	1. 4
神奈川県西部 (1983. 8. 8)	1. 7 0 9	2 5 7	1 4. 8	1 7. 7	6. 8	1 0. 9	1. 6
千葉県東方沖 (1987. 12. 17)	2. 0 0 2	6. 6	1 1	1 3. 0	3. 7	9. 3	2. 5
福 枝 (1990. 8. 5)	1. 8 5 5	8 0	2 8	1 3. 2	4. 3	8. 9	2. 1
東京湾 (1992. 2. 2)	2. 0 5 1	3 2	1 2	9. 7	2. 6	7. 1	2. 7

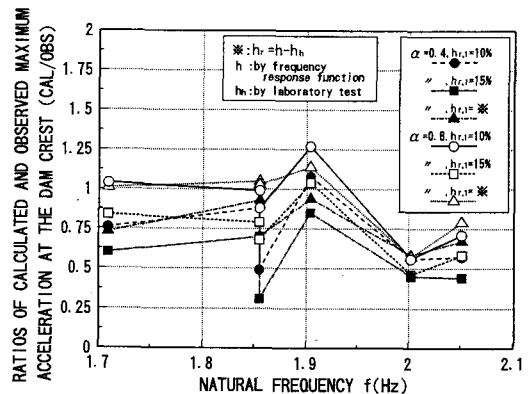


図-4 天端最大加速度の実測値と計算値の比較