

フィルダムに作用する地震力およびその簡易推定法

松本徳久*・安田成夫**・山邊建二***

フィルダムに作用する地震力を、1次元および2次元の動的応答解析手法を用い、深さの異なるすべり土塊に作用する平均加速度を求めることにより評価した。入力地震動の周波数特性とすべり土塊に作用する地震力の関係を求め、この結果を用いることにより地震動の加速度応答スペクトルから任意の深さのすべり土塊に作用する地震力を簡易に推定する手法を開発した。また、この結果と堤体材料の室内繰返し試験を組み合わせて、永久ひずみを推定する方法を示した。

Keywords : embankment dams, seismic design, earthquake motions, response spectrum

1. まえがき

本論文は、基盤における地震動の周波数特性とフィルダム堤体に作用する地震力の関係を論じたものである。すなわち種々の周波数特性の入力地震動に対して堤体の応答を求め、地震力の周波数依存性を明らかにし、さらに、地盤の地震動加速度応答スペクトルから簡易に地震力を求める手法を開発した。

Newmark¹⁾やSeed²⁾以来、繰返し荷重を受けて強度低下することのない材料で築造されているフィルダムでは、地震時の堤体の安全性を地震によって生じる堤体の永久変形から評価する方法が発展してきた。この永久変形量の計算では、Fig.1に示すように、堤体内に仮定したすべり土塊に作用する地震時慣性力をその土塊の質量で除すことによって得られる平均化された加速度(Average acceleration: 以下 \bar{a})とその地震動継続時間中の最大値(Maximum average acceleration: 以下 \bar{a}_{max})が主要なパラメータとなる。すなわち、すべり土塊の安全率を1.0とする加速度を限界加速度(Yield acceleration: 以下 a_y)とすると、フィルダムの地震による変形量は \bar{a} が a_y を越えた時刻よりすべりが始まるとの考えから求められるが、近似的には単に a_y と \bar{a}_{max} の比から推定できる。例えば、Watanabe et al.³⁾は周期0.125秒から0.625秒までの5種の正弦波入力に対して、Newmarkの方法によるすべり計算を行い、天端の永久変形量は、すべり土塊の位置によらず \bar{a}_{max} と \bar{a} が a_y を越える地震動継続時間の2乗に比例するとしている。またMakdisi et al.⁴⁾は実地震波に対するNew-

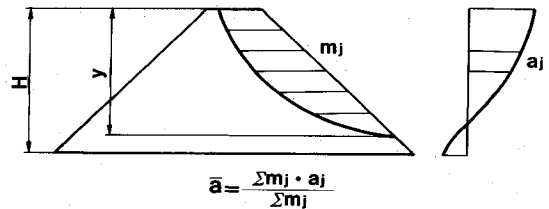


Fig.1 Average acceleration as a function of y/H

markの方法によるすべり計算から、地震のマグニチュード別の永久変形量と a_y/\bar{a}_{max} の関係を示している。さらに、 \bar{a}_{max} は、実務で使用されている震度法による安定計算において、震度の概念と密接な関係にあり、フィルダム堤体に作用する地震力を表現している。土の強度特性を考えると1回の短時間の荷重では大きなひずみは進行せず、ある一定回数以上の繰返し荷重を受けたときにひずみが進行する。そこで、ある大きさ以上の \bar{a} が一定回数以上繰返すときその \bar{a} を等価加速度(Equivalent acceleration: 以下 \bar{a}_{eq})とし、これをもって震度法の震度とするSeed et al.⁵⁾の考え方もある。当初Seed et al.⁵⁾やAmbraseys et al.⁶⁾によってダム堤体を均質な三角形でモデル化し、すべり面を直線で近似したウェッジ形のすべり土塊の \bar{a}_{max} は、すべり土塊の標高および堤体の固有周期によって異なることが明らかにされた。これらの数値解析においてすべり土塊の \bar{a}_{max} の算定はMononobe et al.⁷⁾によるせん断梁理論の1次元動的解析手法が用いられた。のちにChopra⁸⁾によって、1次元のせん断梁理論で求められた \bar{a}_{max} が有限要素法による2次元動的解析のそれと比べて平均的に10~20%程度、大きめとなることが示された。

\bar{a}_{max} は、Fig.1に示すように堤高を H 、天端標高とすべり円弧の最低標高の差を y としたとき、 y/H の関数となる。 \bar{a}_{max} を天端の最大応答加速度 \ddot{u}_{max} で除し無次元化し、これと y/H の関係でプロットすると無次元化

*正会員 工博 (財)ダム技術センター 首席研究員
(前建設省土木研究所 フィルダム研究室 室長)
(〒106 東京都港区麻布台2-4-5)

**正会員 建設省土木研究所 フィルダム研究室 主任研究員
***正会員 (株)建設技術研究所 大阪支社水工本部 技術
第1部(元土木研究所部外研究員)

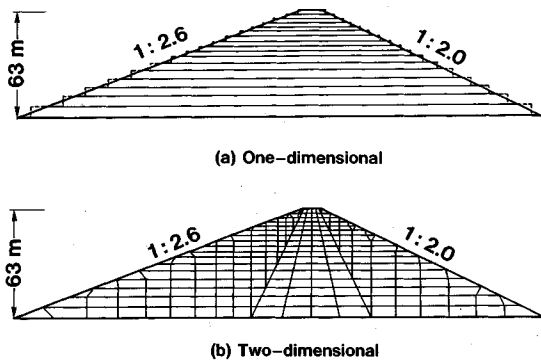


Fig.2 Finite element idealization used in the analysis

した \bar{a}_{max} の曲線（以下単に加速度曲線）が得られる。Makdisi et al.⁴⁾によれば、加速度曲線は解析方法の1次元と2次元とでは大きな差異はなく、堤体の固有周期によってある程度の変動があるものの、平均値を採用したとき、変動の上下限は上位標高で $\pm 10\% \sim \pm 20\%$ 、下位標高で $\pm 20\% \sim \pm 30\%$ の範囲にあり、平均値を実務上の設計曲線として使用してよいとされる。ただし安全側の設計を行うときには平均値よりも $10 \sim 30\%$ 大きめの値を使うことが推奨されている。加速度曲線から地震力を求めるときには、 \ddot{u}_{max} を定める必要があるが、Makdisi et al.⁹⁾は設計地震動の加速度応答スペクトルと1次元せん断梁理論によるモード重畳法から2乗平均によって簡易に求める手法を提案している。Luan et al.¹⁰⁾は堤体法勾配、減衰定数、材料のせん断強度から定まるすべり面形状が加速度曲線に与える影響を研究し、加速度曲線はMakdisi et al.の結果が中位標高以下では過小の側にあること、堤体の法勾配および材料強度にはほぼ無関係であるとの結論を得た。

\bar{a}_{max} は以上のように、解析手法、堤体の形状、すべり土塊の標高、堤高、物性値との関連で研究されているが、入力地震動の周波数特性との関係についての研究がほとんどない。そこで本論文では、 \bar{a}_{max} と入力地震動の周波数特性の関係を論じ、かつ加速度応答スペクトルから簡易に求める手法をとりまとめ、さらに \bar{a}_{max} を使って堤体に生ずる残留ひずみを求める手法を示したものである。

2. 解析モデルと解析手法

(1) モデルダム

解析に用いたモデルダムは上下流方向断面を対象とし、上流面勾配 1:2.6、下流面勾配 1:2.0、高さ 63 m と設定している。1次元動的解析では、Fig.2(a)、2次元動的解析の場合はFig.2(b)を用いる。

(2) モデルダムの物性値

ロックフィルダムの築堤材料は大半がロック材料であ

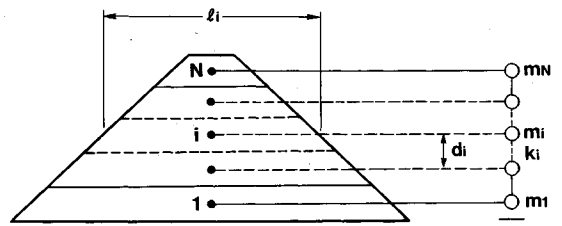


Fig.3 Shear beam model with lumped mass (Modal Analysis)

り、フィルタ材料およびコア材料の物性値を解析に考慮してもその与える影響は小さいと考え、モデルダムの物性値は堤体全体についてロック材料の物性値を与えた。せん断弾性係数 G はせん断ひずみ γ に依存するが、三軸試験結果¹¹⁾に基づき、微小ひずみ ($\gamma < 10^{-5}$) 時の G を G_0 として $\gamma = 5 \times 10^{-4}$ のひずみのときの G は G_0 の 60% に低下するよう定めた。また、 G_0 は拘束圧に応じて、 σ_m を平均主応力としたとき、式(1)で与えた。

$$G_0 = 1100 \times (\sigma_m)^{0.85} \dots \dots \dots (1)$$

ただし、単位は kgf/cm^2 である。この結果、Fig.2のモデルの一次固有周波数 f_0 は、1.7 Hz となった。減衰定数は、材料自体の内部減衰と、基礎岩盤・貯水池などの境界条件に関わる逸散減衰から成っている。材料の内部減衰は、ひずみが大きいときには三軸試験結果から 10% 程度ある。また、貯水位がある場合逸散減衰が増加することは実験上も認められており¹²⁾、Ohmachi et al.¹³⁾の実測からは満水時には約 10% 程度になることが示唆されている。したがって、満水時における大地震時の減衰定数は全体で約 20% 程度ということになる。また、既往の研究^{4), 6), 8), 9), 10)}においても 20% の減衰定数が解析に用いられており、既往の研究との結果の比較の便も考慮し、ここでは 20% と設定した。

(3) 解析手法

動的解析手法としては、1次元動的解析のモード重畳法、SHAKEM¹⁴⁾と2次元動的解析のQUAD-4¹⁵⁾、FLUSH¹⁶⁾の4手法を用い、各々の手法ですべり土塊の \bar{a} を算出した。なお、すべり面の形状は、ダムの構造と材料強度特性に関係し、円弧、ウェッジ、複合など種々あるが、 \bar{a} には大きな影響を与えないので円弧とした。

モード重畳法は、多質点系構造物の振動を規準振動形の直交性を利用することにより1自由度系の振動の重ね合わせで表現し、これにより地震時における構造物の応答解析を行う手法である¹⁷⁾。モード重畳法をフィルダムに適用するにあたっては、Fig.3に示すようにダムを質点とバネでモデル化した。質点は各層の全重量 m_i を各層の重心位置に設定し、バネは質点間に配置する。添字の i は質点番号を表している。奥行方向の単位幅当りのバネ定数 k_i は式(2)で与えられる。

Table 1 Characteristics of earthquake motions observed at dam foundation

Case	DAM site	Earthquake	M	L (KM)	f (Hz)	f/f ₀
1	Gosho	Mid Japan Sea	7.7	198.0	0.59	0.35
2	Minase	Miyagi offshore	7.4	167.0	0.78	0.46
3	Yokoyama	Central Gifu	6.6	60.0	1.07	0.63
4	Tokachi	Northern Hidaka Mts.	7.0	62.0	1.61	0.95
5	Tase	Mid Japan Sea	7.7	264.0	2.39	1.41
6	Gosho	Central Iwate	6.6	69.0	3.20	1.88
7	Miho	Izu peninsula offshore	6.7	56.0	4.15	2.44
8	Miho	Western Kanagawa	5.8	12.0	6.59	3.88

(Note) M: Magnitude L: Epicentral distance
f₀: Natural frequency of model dam f: Predominant frequency

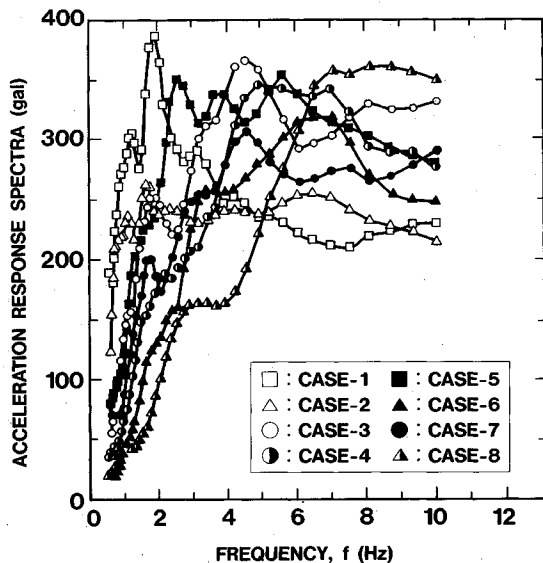


Fig.4 Acceleration response spectra for input ground motions ($h=20\%$)

$$k_i = \frac{l_i G_i}{d_i} \dots\dots\dots (2)$$

ここに、 l_i は質点(重心)位置におけるダム幅で、 d_i は質点間の距離、 G_i はせん断弾性係数を表している。 i 層より上部のすべり土塊の \bar{a} は次式で算定される。

$$\bar{a} = \frac{F_i}{\sum_{s=i}^N m_s} \dots\dots\dots (3)$$

ただし F_i は i 層と $(i-1)$ 層間で働くせん断力であり、 $F_i = k_i \times (y_i - y_{i-1})$ で表される。ここに、 y_i は i 層の質点の変位である。

SHAKEM は SHAKI¹⁸⁾ を有限地盤に適用できるように改良したものである。この手法におけるすべり土塊の \bar{a} は、円弧内の各層の面積で重みをつけた平均値で算出した。

QUAD-4, FLUSH におけるすべり土塊の \bar{a} は、円弧内の節点を共有する要素面積の重み付きで算出した。

(4) 入力地震動

入力地震動は本来設計対象とする地震の特性に応じて決められるべきものである。岩盤における実測加速度記録によると、同一のダムサイトで、同じ程度のマグニチュードの地震であっても地震のものが異なると地震動の周波数特性が著しく異なる場合があり、安全側の設計の立場からは、入力地震動には種々の周波数特性のものを想定しておくべきと考える。したがって、本論文では入力周波数特性が堤体に作用する地震力に及ぼす影響に着目して、入力地震動最大加速度 \ddot{u}_0 は一定の $0.2g$ (g : 重力加速度) とし、周波数特性の異なる種々の実地震動を用いた応答解析を実施した。入力波形は、ダムサイト岩盤で観測された基盤の地震動記録から、地震動のフーリエスペクトルの卓越周波数に着目して周波数特性の異なる8地震動を選定し $\ddot{u}_0 = 0.2g$ となるよう振幅を調整して使った。地震動の諸元を **Table 1** に示す。

Fig.4 は **Table 1** の8個の地震動の減衰定数が20%の時の加速度応答スペクトルを示したものである。

3. 予備的検討

(1) 鉛直動の影響

まず予備的検討として、すべり土塊の \bar{a} の算定にあたり、応答加速度における鉛直成分および入力地震動における鉛直地震動の影響について検討した。式(4)から求まるすべり土塊の加速度モーメント M_a から鉛直応答加速度と鉛直地震動の影響を評価することとした。

$$M_a = \sum_{i=1}^N \{ m_i \times (a_{Hi} \times r_{vi} + a_{vi} \times r_{Hi}) \} / \sum_{i=1}^N m_i \dots\dots\dots (4)$$

ここで、 a_{Hi} , a_{vi} はそれぞれ水平、鉛直応答加速度であり、 r_{Hi} , r_{vi} は円弧の中心から要素質量 m_i の重心までの水平、鉛直距離である。また、鉛直地震動の影響を併せて評価するにあたって、以下の3ケースを設定した。

- ①地震動として水平地震動のみを入力し、動的解析で得られる水平応答加速度時刻歴を用いて M_a を算出する (Case①)。
- ②地震動として水平および鉛直地震動を入力し、動的解析で得られる水平応答加速度時刻歴を用いて M_a を算出する (Case②)。
- ③地震動として水平および鉛直地震動を入力し、動的解析で得られる水平および鉛直応答加速度時刻歴を用いて M_a を算出する (Case③)。

計算は二次元解析の QUAD-4 を用い、**Fig.2(b)** のモデルダムに対して実地震波を入力し、すべり土塊の M_a の地震動継続時間中の最大値を求めた。なお、地震動は **Table 1** に示した実地震動の Case 5 を用いるが、ダムサイト岩盤で記録された地震動のうち、水平最大加速度と鉛直最大加速度の比が $1/4 \sim 1/2$ の間にあることから¹⁹⁾鉛直地震動の最大加速度は水平の $1/2$ とした。

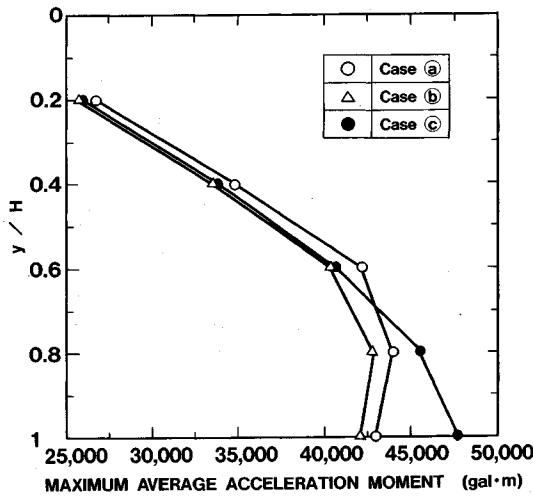


Fig.5 Maximum average acceleration moments

Fig.5は計算結果であるが、鉛直地震動の影響については、Case(a)とCase(b)はほぼ同様な曲線形状を示し、(a)が全体にわたって(b)よりも4.0%程度大きめになっている。Case(a)とCase(c)を比較すると $y/H < 0.6$ で最大4.0%程度(c)が小さい。その関係は $y/H = 0.7$ を境にして逆転し、 $y/H = 1.0$ で最大約10% Case(c)の方が大きくなる。このことから、入力地震動に鉛直成分および鉛直応答加速度を考慮した場合の M_a への影響は水平成分のみの場合に比べて高々10%と判断される。なお田村・岡本²⁰⁾はフィルダムの安定性に及ぼす鉛直動の影響について湿潤砂材料を使い正弦波加振に実験および解析結果に基づく評価を行い、水平動の1/2の鉛直動が作用する場合の効果は水平動が10~20%程度大きくなったのと同じ程度の効果としている。

以上のことから鉛直動及び鉛直応答加速度の影響は少ないと判断し、計算を簡便にすることからも、入力としては水平地震動のみ、応答加速度も水平方向のみのCase(a)とすることとした。

(2) 平均加速度 \bar{a} の算定方法

すべり土塊の \bar{a} は、一般に土塊に作用する水平力から求められるが、土塊のモーメントから計算することも考えられる。そこで以下で両者を比較する。

①土塊の円弧中心に関するモーメントが等価となる \bar{a} を求める。すなわち、水平応答加速度時刻歴 a_{Hi} と要素質量 m_i 、円弧の中心から各要素重心までの鉛直距離 r_{vi} を用いて、 \bar{a} を次式で算定する (Case(d))。

$$\bar{a} = \frac{\sum_{i=1}^N \{ m_i \times a_{Hi} \times r_{vi} \}}{\sum_{i=1}^N \{ m_i \times r_{vi} \}} \dots \dots \dots (5)$$

②土塊の水平力が等価となる \bar{a} を求める。すなわち、各要素の a_{Hi} と m_i を用いて、 \bar{a} を式(6)で算定する (Case(e))。

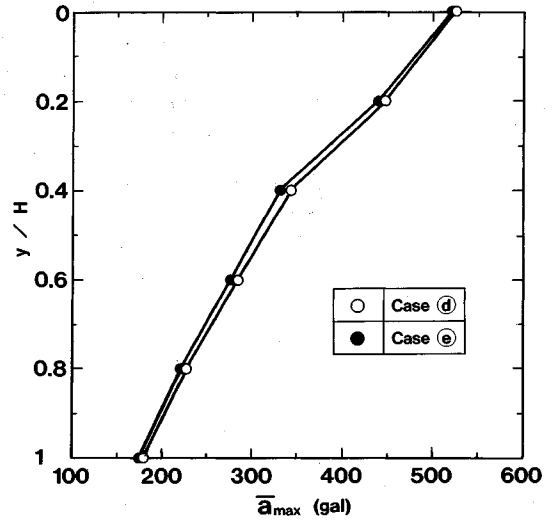


Fig.6 Maximum average accelerations computed from moment and horizontal force

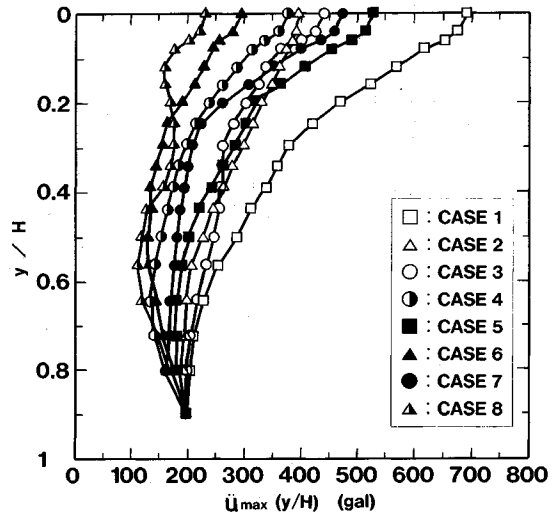


Fig.7 Maximum accelerations at various elevations from QUAD-4

$$\bar{a} = \frac{\sum_{i=1}^N \{ m_i \times a_{Hi} \}}{\sum_{i=1}^N m_i} \dots \dots \dots (6)$$

計算の結果、Fig.6に示すように式(5)、(6)で得られる \bar{a}_{max} がほぼ一致することから、以下では式(6)により \bar{a}_{max} を算定している。なお、 $y/H = 0$ における \bar{a}_{max} は天端の最大応答加速度 \ddot{u}_{max} とした。

4. 最大応答加速度 $\ddot{u}_{max}(y/H)$ と最大平均加速度 \bar{a}_{max}

堤体標高 y/H の位置(2次元モデルの場合は堤体中央)における入力地震波に対する応答加速度の最大値を $\ddot{u}_{max}(y/H)$ とする。Table 1の8波に対してQUAD-4

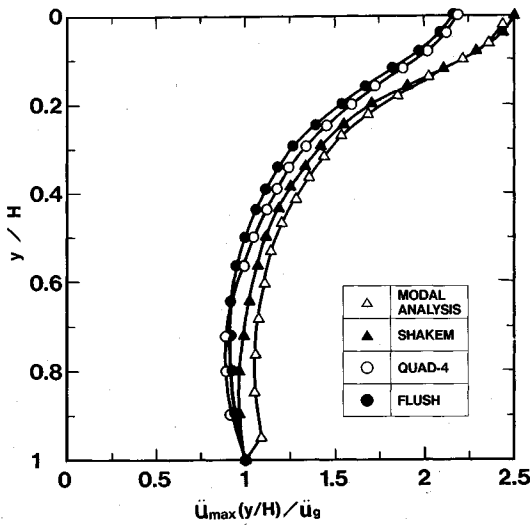
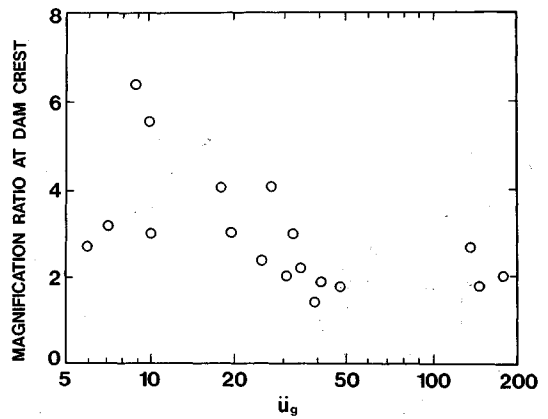


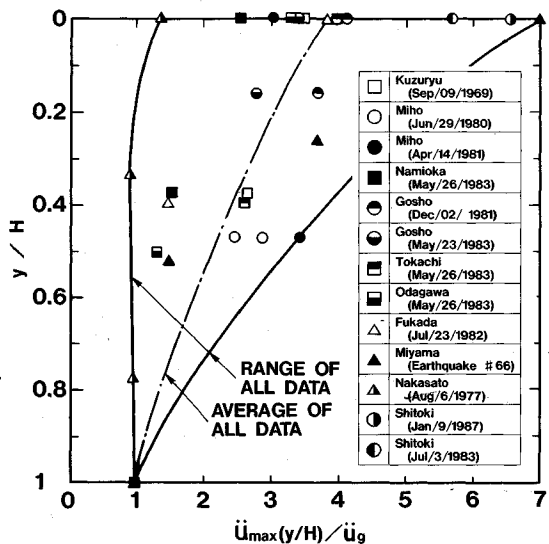
Fig. 8 Averages of maximum accelerations of 8 cases at various elevations from four different calculation methods

を使い $\ddot{u}_{max}(y/H)$ を求めたのが Fig. 7 である。入力 8 波はすべて $\ddot{u}_g = 0.2g$ であるから、Fig. 7 の $\ddot{u}_{max}(y/H)$ の差は主として周波数特性の影響である。Fig. 7 を QUAD-4 以外の 3 手法についても求め、8 波の平均値を \ddot{u}_g で除して応答倍率としたものが Fig. 8 である。8 波の平均応答倍率は $y/H > 0.5$ ではおよそ 1.0、 $y/H = 0.5$ より高い標高では標高とともに増加し、 $y/H = 0$ (天端) で 2.2~2.5 となっている。ここには示していないが、Table 1 の地震波の他に周波数が 1.0, 1.5, 2.0, 3.0, 4.0 Hz の 5 波の正弦波についても計算を実施した (詳細は文献 21)。これらを総合すると各解析手法が $\ddot{u}_{max}(y/H)$ に対する影響は以下のようなものである。2 Hz 以下の低周波数の入力地震動に対しては、4 手法ともほとんど同一の $\ddot{u}_{max}(y/H)$ を与える。高周波になるほど 1 次元のモード重畳法と SHAKEM は 2 次元の QUAD-4、FLUSH より大きな $\ddot{u}_{max}(y/H)$ を与える。同じ 2 次元の QUAD-4 と FLUSH を比べると、低周波ではほとんど同じ結果を与えるが、高周波では、FLUSH の方が QUAD-4 よりも各 y/H においてやや大きな $\ddot{u}_{max}(y/H)$ を与える。これはレイレイ減衰 (QUAD-4) と複素減衰 (FLUSH) の差である。Table 1 の 8 波の平均では、1 次元解析は 2 次元解析に対して約 10% 大きい。また、 \bar{a}_{max} について 1 次元は 2 次元に比し Table 1 の 8 波平均で 10~15% 大きい。したがって、 \bar{a}_{max} の算定にあたっては、入力が著しく高周波でない限り、計算時間が短く経済的な 1 次元の解析すなわちモード重畳法あるいは SHAKEM を使ってもほぼ満足できる結果を得られることがわかる。

Figs. 7, 8 に示される計算値 $\ddot{u}_{max}(y/H)$ を実物ダムの地震時挙動と比較してみよう。Fig. 9(a) は建設省所管の



(a) Maximum acceleration magnification ratio at dam crest with maximum ground acceleration



(b) Maximum acceleration distribution with elevations

Fig. 9 Acceleration response measured at rockfill dams

フィルダムにおいて実測された天端での応答倍率と \ddot{u}_g の関係である。この図によれば \ddot{u}_g が 20 gal 以下では応答倍率は 3~6 程度あるが \ddot{u}_g が増加すると低下し、特に 100 gal 以上では 2~2.5 倍となっている。このことはひとつにはひずみの増加とともに減衰が増加する非線型性による。ふたつには \ddot{u}_g の小さな地震は震央距離の遠いものが多く地震動の周期が比較的長く堤体の共振点付近にあるが、 \ddot{u}_g の 100 gal を越えるものはダムサイトに近いマグニチュードの小さな地震によるもので高周波であることによる。つまり、Fig. 9(a) の \ddot{u}_g が 100 gal を越えた地震動の周波数特性は、Table 1 の入力地震動で言えば Case 6~8 に相当するわけで、Fig. 7 において Case 6~8 の $y/H = 0$ における $\ddot{u}_{max}(y/H)$ が \ddot{u}_g の 1.5~2.5 倍にあることは実測に一致している。また

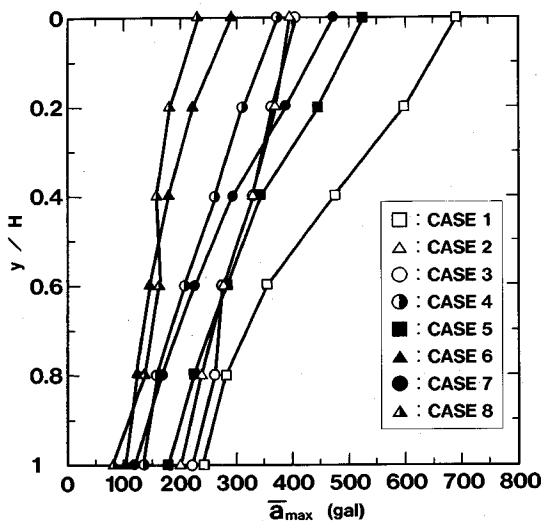


Fig.10 Maximum average accelerations from QUAD-4

Fig.9(b)は手持ちの建設省のダムの実測データに、文献^{22)~26)}に記載されている結果を加えて整理したフィルダムの標高別の最大加速度分布である。この図には、 \ddot{u}_0 が5 gal程度のもも含まれており、減衰が小さいために応答倍率はFig.7に比し全体に大きめであるが、Fig.7の分布はFig.9(b)の下限值と平均値の範囲にある。本論は、解析と実測の比較を目的としたものでないので比較の詳細検討にはこれ以上立ち入らないが、応答倍率はダム堤体の固有周波数と入力波形の周波数の関係および減衰定数によって決まるから、本論で用いた物性値特に減衰定数は地震動の大きい入力の場合実測と矛盾していないと考えられる。

各地震動に対する円弧すべり土塊の \bar{a}_{max} と y/H の関係を図.10に示す。 \bar{a}_{max} はQUAD-4により求めた。 y/H が大きくなると、すなわち円弧が深くなると \bar{a}_{max} は小さくなり、ダム基礎に接するすべり土塊($y/H=1$)の \bar{a}_{max} はCase 1を除いて基礎加速度の最大値 $\ddot{u}_0(=0.2g)$ にほぼ等しいかそれより小さい。また、地震動の卓越周波数が高いCase 6~8は特にダム基礎における \bar{a}_{max} は小さい。卓越周波数が0.59 HzであるCase 1は任意の y/H に対して8波中最大となり、天端での \bar{a}_{max} は \ddot{u}_0 に対してはほぼ3.5倍となっている。Case 4の地震動の卓越周波数は堤体の固有周波数に最も近いが、Case 4の \bar{a}_{max} はCase 1と比べて天端で約300 gal程度小さく、卓越周波数だけでは天端における \bar{a}_{max} の大小の傾向はつかめないことがわかる。なお、Case 1のフーリエスペクトルは、0.3秒以上の長周期成分が卓越した正弦波に近い波である。また、堤体の固有周期である0.6秒以上の長周期成分が多いCase 1, 2, 3, 5は、他の地震動に比べて \bar{a}_{max} が全体的に大きい。

Fig.11は、入力8波形に対する \bar{a}_{max} の平均値を \ddot{u}_{max}

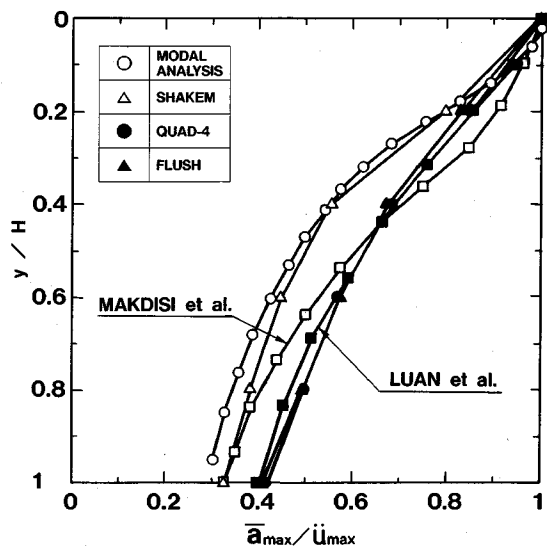


Fig.11 Comparison of normalized maximum acceleration curve with depth of sliding mass

で除して求めた加速度曲線である。なお、Fig.11は、Makdisi et al.⁴⁾とLuan et al.¹⁰⁾の結果も記入している。本論文の2次元動的解析の加速度曲線は、Luan et al.の分布とほぼ一致しており、Makdisi et al.の結果とは若干異なっている。Luan et al.は築堤材料のせん断弾性係数を拘束圧に依存させて解析しているのに対し、Makdisi et al.ではせん断弾性係数を一定と仮定しており、このせん断弾性係数の設定方法が \bar{a}_{max} の分布に影響を与えているものと考えられる。1次元動的解析による加速度曲線は2次元動的解析に比べて左側にずれ、円弧高さ y/H が0.3以上でほぼ平行であるが、これは1次元動的解析における \ddot{u}_{max} が大きいために相対的にずれたものである。

Makdisi et al.やLuan et al.は、加速度曲線を図.11の曲線で表すすべり量の算定に用いているが、この分布は単に平均値にすぎず、地震動の周波数特性と堤体の固有周波数の関係は省略されている。 \bar{a}_{max} はFig.10に示すようにこれらの関係に大きく左右され、Case 2, 3の地震動に対しては中位標高の \bar{a}_{max} に対して \ddot{u}_{max} が相対的に小さいからFig.11の分布を適用すると中低標高部での \bar{a}_{max} を過小評価してしまうことになる。したがって、加速度曲線を用いて地震力を決めるとき、これらのことを考慮せずに単純に \ddot{u}_{max} を設定して各標高の \bar{a}_{max} を推定すると大きな誤差を生じる恐れがある。設定された加速度曲線で各標高における \bar{a}_{max} の分布を推定する手法は簡便であるが、以上のような問題点があり、むしろ \ddot{u}_0 とFig.10を組み合わせて入力地震動の周波数特性に応じて \bar{a}_{max} の分布を求めた方が実務上誤りが少ないと考えられる。

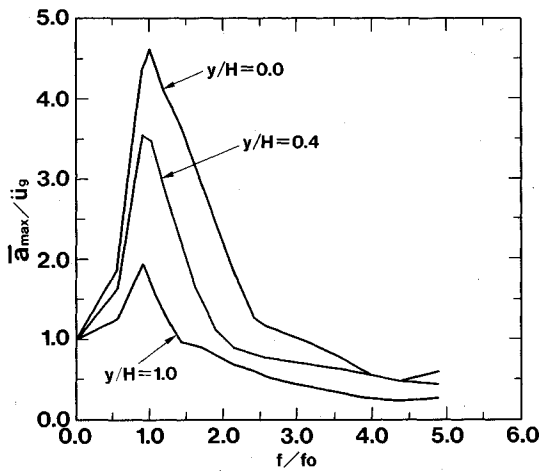


Fig.12 Frequency response functions of \bar{a}_{max} from QUAD-4

5. 最大平均加速度簡易推定手法

円弧すべり土塊の \bar{a}_{max} は入力地震動の周波数特性に依存しており、周波数特性が異なれば応答は異なってくる。以下では、実地震動において \bar{a}_{max} に与える影響の大きい周波数成分の評価方法について検討した。

一般に構造物の任意の点の変位や応力などの物理量 R が、単位の振幅で周波数が f Hz の正弦波が入力したとき f の関数 $R(f)$ で表されるとすれば、 $R(f)$ は周波数応答関数である。そこである y/H のすべり土塊の \bar{a}_{max} を多くの周波数 f に対して計算により求めた。Fig.12 は Fig.1 のダムの周波数応答関数を QUAD-4 を用い $y/H=0.0, 0.4, 1.0$ の3標高で求めたものである。各すべり土塊の \bar{a}_{max} は $f/fo=1.0$ 付近でピーク値をとっているが、 y/H により \bar{a}_{max}/\ddot{u}_g の値が異なっている。

前述のように Makdisi et al. は地盤の加速度応答スペクトルが荷重条件として与えられたとき、これを用いて \ddot{u}_{max} を推定し、さらに Fig.11 の加速度曲線と組み合わせ \bar{a}_{max} の設計値を求める手法を提案している。一方、Fig.12 に示す \bar{a}_{max} の周波数応答関数が存在することとその特性に着目すれば、荷重条件として与えられた加速度応答スペクトルから直ちに精度よく \bar{a}_{max} を求めることが可能はずである。すなわち入力される地震動の加速度応答スペクトルが与えられたとき、フィルダムの地震時の応答には固有周波数が5~6次までの低次の周波数が支配的であり、種々の試算の結果も踏まえ式(7)を主要な周波数範囲と考えた。

$$0.8 \leq f/fo \leq 2.0 \dots\dots\dots (7)$$

式(7)で示される周波数領域における加速度応答スペクトルの平均値 S_{am} を算出し、これと動的解析から算出される \bar{a}_{max} の間に相関があれば、 S_{am} から簡易に \bar{a}_{max} を算定することが可能となる。入力地震動として Table

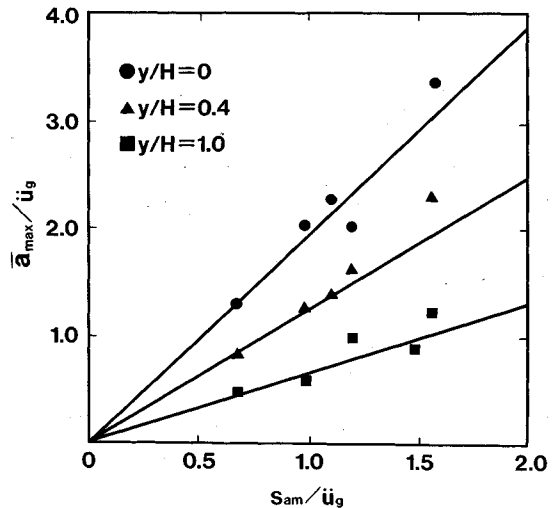


Fig.13 Relationship between \bar{a}_{max}/\ddot{u}_g and S_{am}/\ddot{u}_g from QUAD-4

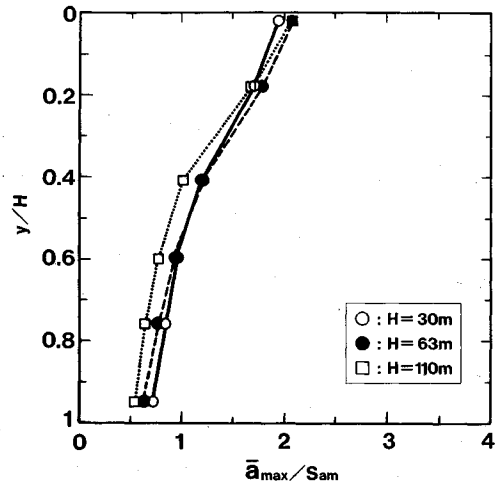


Fig.14 Relationship between \bar{a}_{max}/S_{am} and y/H for three different dam-heights from MODAL ANALYSIS

1の8個の地震動を用い、Fig.4から S_{am} を算出し QUAD-4 から求めた \bar{a}_{max} との関係を図示したものが Fig.13 である。

また、前述のようにダムの堤高(固有周期)がすべり土塊の \bar{a}_{max} に及ぼす影響については、Fig.14 に示す。ただし、ここでは QUAD-4 ではなく計算が簡便な1次元のモード重畳法により検討を行った。これによれば、堤高が異なっても \bar{a}_{max}/S_{am} は y/H に対して差がないことを示している。

以上は減衰定数 h を20%とした結果である。 $h=10\%$ とした場合について新たに応答スペクトルを求め直し、 \bar{a}_{max}/S_{am} と y/H の関係を求め $h=20\%$ の場合と比較すると Fig.15 となる。なお、図中の $R_{0.1}, R_{0.2}$ は、それ

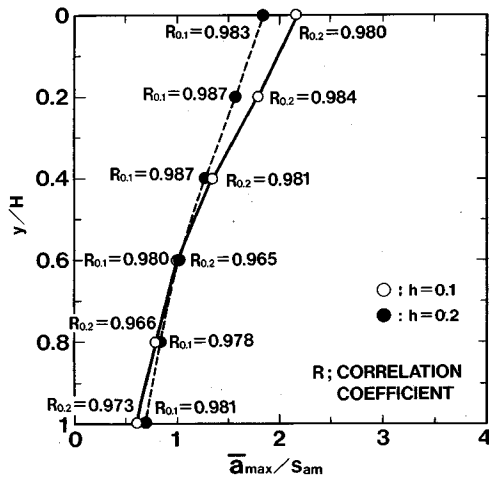


Fig.15 Relationship between \bar{a}_{max}/S_{am} and y/H for $h=10\%$ and 20% from QUAD-4

ぞれ10%と20%の減衰定数の場合 Table 1 の8波の入力地震動に対する \bar{a}_{max}/\bar{u}_g のばらつきの中の回帰曲線との相関係数である。QUAD-4を用いた2次元動的解析の結果では、 $h=10\%$ と20%の差は小さく、近似式として次式が成り立つ。

$$\bar{a}_{max} = \{2.0 - 1.35(y/H)\} \times S_{am} \dots \dots \dots (8)$$

以上の結果から、すべり土塊の \bar{a}_{max} は以下の手順を踏むことで簡易に推定できる。

- ① 地震動の加速度応答スペクトルを算出する。このとき減衰定数は、対象とするダムの減衰定数とする。
- ② ダム堤体の固有周波数を算定する。
- ③ 加速度応答スペクトルの平均値 S_{am} を式(7)の周波数領域を対象として算出する。
- ④ S_{am} を式(8)に代入して、あるいは Fig.15 から各標高におけるすべり土塊の \bar{a}_{max} が算出される。

6. \bar{a}_{max} を用いた残留ひずみの推定

堤体内のあるすべり土塊の限界加速度を a_y し、入力地震動によるそのすべり土塊の最大平均加速度が \bar{a}_{max} であるとき、 $a_y/\bar{a}_{max} \geq 1.0$ であれば永久変形量 U_p は発生しないが、 $a_y/\bar{a}_{max} < 1.0$ のときには、 U_p が生じ、 U_p は a_y/\bar{a}_{max} の値と強い相関があり、 U_p を a_y/\bar{a}_{max} から推定するチャートが Makdisi et al.⁴⁾、Luan et al.¹⁰⁾ により提案されている。この考えは基本的には Newmark¹⁾の方法を発展させたものである。本論ではこれとは別に、 \bar{a}_{max} を用いて室内試験により残留ひずみを推定する方法を示す。石原²⁷⁾は堤体内のすべり土塊について地震前の常時荷重による安全率と地震時の安全率をスライス法によって求めこれから静的および動的せん断応力を推定し、この応力条件での室内試験から残留ひずみを求める方法を提案している。本論文もこの考え方によるが、

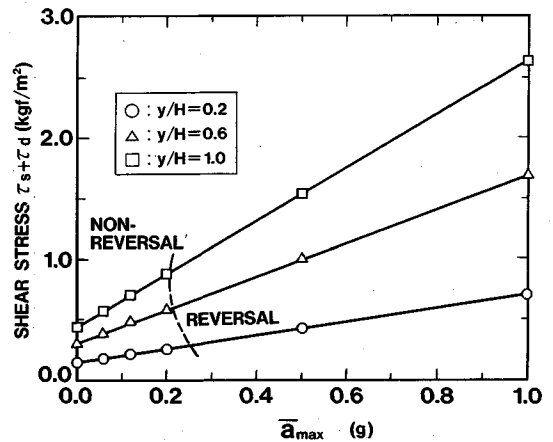


Fig.16 Shear stresses estimated by using \bar{a}_{max}

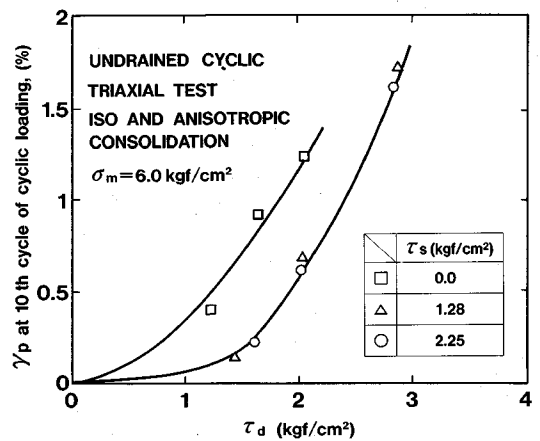


Fig.17 Permanent strain development in undrained cyclic triaxial test

\bar{a}_{max} を用いて直接的せん断応力を推定することとする。地震前に常時荷重によるすべり土塊のモーメントを M_s とすると、常時荷重による平均的なせん断応力 τ_s は r を円弧半径、 l を円弧長さとして

$$\tau_s = \frac{M_s}{r \cdot l} \dots \dots \dots (9)$$

一方、地震荷重によるモーメント M_d は \bar{a}_{max} から求めることができ、地震による平均的なせん断応力 τ_d は

$$\tau_d = \frac{M_d}{r \cdot l} \dots \dots \dots (10)$$

堤体材料の供試体を平均的な拘束圧 σ_m で圧密し、排水条件で τ_s を載荷し $\pm \tau_d$ の繰返しせん断応力を非排水条件で載荷し、残留ひずみ γ_p を求める。なお、載荷応力の波形は \bar{a} の時刻歴から定めることが望ましいが、一定振幅のときには \bar{a}_{max} の代りに \bar{a}_{eq} を用いる。Fig.16は Fig.2(b)のモデルダム上流面のすべり土塊の \bar{a}_{max} とすべり面のせん断応力 $\tau(\tau_s + \tau_d)$ の関係についての計算結果である。Fig.16の $\bar{a}_{max} = 0$ のときの τ は式(9)

より求められた τ_s であり、 $\tau_d \leq \tau_s$ となる τ_d の範囲が図中に破線で示されている。この図から \bar{a}_{\max} が 0.2 g 程度以下では τ_d は τ_s より小さく、応力反転は生じてないことがわかる。以上のように、Fig.16 を利用して τ_d 、 τ_s を設定すれば、室内繰返し載荷試験における τ_d および τ_s を簡易でかつ適切に定めることができる。

Fig.17 は、ロック材料の繰返し載荷試験²⁸⁾ より求めた繰返し載荷回数 $N=10$ 回の γ_p と 45° 面上の τ_d の関係を示す。Fig.16 から、あるいは式(9)、(10)から対象とするすべり土塊に対する τ_s と τ_d を求め、この τ_s と τ_d を Fig.17 に適用すれば、 $N=10$ 回の繰返し載荷したときの永久ひずみ γ_p を推定することができる。ただし、Fig.17 は平均主応力 $\sigma_m = 6.0 \text{ kgf/cm}^2$ の場合であり、ロック材のせん断強度には拘束圧依存性があるから実験では平均主応力を何段階か変えて Fig.17 の曲線を求めておく必要がある。

7. 結 論

種々の周波数特性を持つ地震動が、フィルダム堤体の地震力に及ぼす影響を 4 種類の動的解析手法を用いて評価し、 \bar{a}_{\max} の簡易推定手法について検討した。得られた結論を以下に要約して示す。

(1) 入力地震動は、水平成分のみとし、堤体応答加速度も水平成分のみを用いて \bar{a}_{\max} を求めても、入力および応答において水平、鉛直 2 成分を考慮したときに比べ、高々 10% 程度の誤差であり、水平成分のみから \bar{a}_{\max} を求めることができる。

(2) \bar{a}_{\max} は、対象とするすべり土塊について等価なモーメントおよび水平合力から求める 2 方法があるが、両者の差は最大で 5% 程度である。すなわち計算がより簡単な水平合力から \bar{a}_{\max} が求められる。

(3) 種々の周波数特性を持つ 8 波の地震動に対して 4 種類の解析方法で \bar{a}_{\max} の分布を求めると、1 次元解析である質点系モード重畳法および SHAKEM は、8 入力波に対する平均で、天端における応答加速度が 15% 程度 2 次元解析よりも大きい。 $y/H > 0.3$ の標高では解析方法による \bar{a}_{\max} のばらつきは 10% 以下であり、1 次元解析による天端付近の応答がやや大きめの点を除けば全体に解析方法によるばらつきは小さい。

(4) \bar{a}_{\max} は \ddot{u}_g が同一であっても、周波数特性によって 8 波の平均を基準として $\pm 50\%$ 変動する。したがって、実務において、 \ddot{u}_{\max} で無次元化された Makdisi et al. による加速度曲線の平均値を用いるときには、当該サイトで想定される地震動の周波数特性との関連を検討すべきである。

(5) 入力地震動の加速度応答スペクトルが与えられたとき、 y/H の値に応じて式(7)の周波数範囲についてのスペクトルの平均値 S_{om} を求めれば、式(8)ある

いは Fig.15 から \bar{a}_{\max} を簡易に推定することができる。

(6) \bar{a}_{\max} から式(9)および式(10)を用いて静的および地震力によるせん断応力を推定し、これを用いて堤体材料の室内繰返し試験を実施すれば、地震力により堤体に生じる残留ひずみの推定が可能となる。

参 考 文 献

- 1) N.M. Newmark : Effects of Earthquakes on Dams and Embankments, Geotechnique, Vol.15, No.2, pp. 139~160, 1965.
- 2) H.B. Seed : A Method for Earthquake-Resistant Design of Earth Dams, Jour. of SMFD, Vol.92, NO. SM 1, pp. 13~41, 1966.
- 3) H.Watanabe, S.Sato and K.Murakami : Evaluation of Earthquake-Induced Sliding in Rockfill Dams, Soils and Foundations, Vol.24, No.3, 1984.
- 4) F.I. Makdisi and H.B. Seed : Simplified Procedure for Estimating Dam and Embankment Earthquake-Induced Deformations, GT. 7, ASCE, Vol.104, PP. 849~867, 1978.
- 5) H.B. Seed and G.R. Martin : The Seismic Coefficient in Earth Dam Design, Jour. of SMFD, ASCE, Vol.92, NO. SM 3, pp.25~58, 1966.
- 6) N.N. Ambraseys and S.K. Sarma : The Response of Earth Dams to Strong Earthquakes, Geotechnique, Vol.17, pp. 181~213, 1967.
- 7) N. Mononobe, A. Tanaka and M. Matsumura : Seismic Stability of the Earth Dams, 2nd ICOLD, pp. 435~444, Vol. IV, 1936.
- 8) A.K. Chopra : Earthquake Response of Earth Dams, Jour. of SMFD, ASCE, Vol.93, NO. SM 2, pp. 65~81, 1967.
- 9) F.I. Makdisi and H.B. Seed : Simplified Procedure for Evaluating Embankment Response, Vol.105, GT 12, ASCE, pp.1427~1434, 1979.
- 10) M.T. Luan, C.P. Jin, G. Lin and H. Takemiya : Parametric Studies on Dynamic Stability and Permanent Deformations of Cohesive Embankment, Proceedings of the Eighth Japan Earthquake Engineering Symposium, Vol.1, pp. 975~980, 1990.
- 11) 松本徳久・安田成夫・久保雅彦・木下靖 : 粗粒材料のせん断強度と動的変形特性, 土木学会論文集, 第 424 号 / III-14, pp. 95~104, 1990.
- 12) 松本徳久・豊田光雄・志賀三智 : ロックフィルダムの模型振動実験, 土木技術資料, Vol. 25, No. 6, pp. 45~50, 1983.
- 13) T.Ohmachi and N.Nakamoto : In-Situ Measurement of Radiation Damping of Existing Rockfill Dams, Proceedings of 9th World Conference on Earthquake Engineering, [VI], pp.337~342, 1989.
- 14) Ashok K. Chugh : Dynamic Response Analysis of Embankment Dams, International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, Vol.9, pp. 101~124, 1985.
- 15) I.M. Idriss, J. Lysmer, R. Wang and H.B. Seed : QUAD-

4. A Computer Program for Evaluating the Seismic Stability of Soil Structures by Variable Damping Finite Element Procedures, EERC-Report No.73-16, University of California, 1973.
- 16) J. Lysmer, T. Udaka, C-F. Tsai and H.B. Seed : FLUSH-A Computer Program for Approximate 3-D Analysis of Soil Structure Interaction Problems, EERC-Report No.75-30, University of California, 1975.
- 17) 岡本舜三：建設技術者のための振動学（第2版），オーム社，pp.57-66，1976.
- 18) P.B. Schnabel, J.Lysmer and H.B. Seed : SHAKE,A Computer Program for Earthquake Response Analysis Horizontally Layered Sites, EERC-Report No.72-12, University of California, 1972.
- 19) 松本徳久・近藤悟・片平博・志賀三智：ダムサイト岩盤における地震動，土木研究所資料，No.1789，1982.
- 20) 田村重四郎・岡本舜三：フィルダムの安定性に対する地震の上下動の影響について，大ダム，No.127，pp.78-85，1989.
- 21) 松本徳久・安田成夫・山邊建二：フィルダムに作用する地震力の評価，土木研究所資料，第2997号，1991.
- 22) 岡本舜三：耐震工学，オーム社，p.385，1971.
- 23) T. Sawada : Behavior of Fill-type Dam during Earthquakes Case Study of Namioka Dam. Proc. Japan Acad.62, Ser. B, pp. 201-204, 1986.
- 24) 安中正実：フィルダムの地震観測および三方向地震入力三次元モード重畳解析，大ダム，No.134，pp.22-34，1990.
- 25) 長谷川高士・内田一徳・菊沢正裕・村上章：深山ダムの地震応答データの分析と動的挙動の予測，農業土木学会論文集，第108号，pp.55-63，1983年12月.
- 26) 沢田敏夫・長谷川高士・菊沢正裕：複合減衰モデルの実ダム動的解析への適用農業土木学会論文集，第28号，pp.58-64，1979年8月.
- 27) 石原研而：土構造物の耐震設計法の現状と問題点，土と基礎，No.28-8，pp.3-8，1980.
- 28) 松本徳久・安田成夫・大久保雅彦・芳岡良一：ロック材料の単調載荷および繰返し載荷試験，土木研究所資料，第2996号，1991.

(1991.12.19 受付)

EVALUATION OF SEISMIC FORCE ACTING ON EMBANKMENT DAMS AND ITS SIMPLIFIED PREDICTION PROCEDURE

Norihisa MATSUMOTO, Nario YASUDA and Kenji YAMABE

Seismic force acting on embankment dams is studied by using one and two dimensional dynamic analyses. In this report, using acceleration records of actual earthquakes, the distribution of seismic accelerations in the typical dam body section is computed. On the basis of reponse computations to different input motions having various frequency characteristics, a relationship for the induced maximum acceleration with frequency characteristics of the ground motions is established.

A simplified procedure is also presented for estimating the maximum average acceleration of potential sliding masses of various depths from acceleration response spectrum of ground earthquake motions.