

土 木 研 究 所 資 料

フィルダムに作用する地震力の評価

平成3年3月

建設省土木研究所
ダム部フィルダム研究室

Copyright © (1991) by P.W.R.I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Director General of P.W.R.I.

この報告書は、土木研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複製は、土木研究所長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。

Evaluation of Seismic Force Acting on Filldams

Fill Type Dam Division
Head ; Dr. Norihisa MATSUMOTO
Senior Research Engineer ; Nario YASUDA
Visiting Research Engineer ; Kenji YAMABE

Synopsis

Seismic force acting on filldams during earthquakes are investigated by using one and two dimensional dynamic analyses. Seismic force depends on the relationship between frequency characteristics of earthquake motion and natural frequency of dam body. In this report, we carry out the dynamic analyses of model dam using sinusoidal wave motion and real earthquake motion which have different frequency characteristics, and evaluate the effect of frequency characteristics to the seismic force acting on the dam body.

We carry out the evaluation of the maximum average acceleration in a sliding mass based on response acceleration spectram of earthquake motions by a simple method.

Furthermore, this report has attempted to estimate an accumulative damage of filldams by using the Palmgren-Miner fatigue damage concept and the equivalent circle concept.

KEYWORDS : Filldam, Earthquake-resistant Design, Earthquake Motion, Dynamic Response Analyses, Response Spectrum

フィルダムに作用する地震力の評価

フィルダム研究室 室長 松本 徳久
主任研究員 安田 成夫
部外研究員 山邊 建二^{*}

^{*}) 現(株)建設技術研究所 [平成元年4月～平成3年3月の間(財)土木研究センターからの部外研究員として在籍]

要 旨

フィルダム堤体が地震動を受けた時に、堤体に作用する地震力を1次元および2次元の動的解析手法により評価した。堤体に作用する地震力は地震動の周波数特性と堤体の固有周波数の関係に依存している。本論文ではモデルダムに対して周波数特性の異なる正弦波と実地震動波を用いて動的解析を実施し、地震動の周波数特性の違いがフィルダムに作用する地震力に与える影響を評価すると共に、地震動の加速度応答スペクトルからフィルダムに作用する地震力を推定する手法を開発した。さらに、ロック材料の動的強度試験結果と累積損傷度理論から、地震時にロックフィルダムに生ずる累積ひずみの推定を試みた。

キーワード：フィルダム，耐震設計，地震動，地震応答解析法，応答スペクトル

ま え が き

フィルダムの力学的安定性の検討は、通常計算が容易でかつこれまで多くのフィルダムの安定性の検討に用いられた実績があることから、円形すべり面を仮定したスライス法によって行われている。この安定計算において、堤体に作用する地震力を正しく評価することは重要な問題のひとつである。

震度法はダムの高さ方向に設計震度が一様と仮定して安定計算を行う手法であるが、ここでの仮定は地震動の卓越周期がダム堤体の固有周期に比べてはるかに大きい場合にのみ成立するものであり、必ずしも堤体に作用する地震力を正しく評価しているとはいえない。近年動的解析手法の発達に伴って、堤体に作用する地震力の評価に関する研究は進んでいるが、地震動の周波数特性と堤体の固有周波数との関係について着目した研究事例は少なく明らかにされていない点が多い。

本論は、フィルダムに作用する地震力としてすべり土塊の平均加速度に着目し、動的解析手法を用いて地震動の周波数特性が平均加速度分布に与える影響を評価し、これらの検討結果を踏まえ、地震動の応答加速度スペクトルからすべり土塊の平均加速度を推定する簡易な手法を提言すると共に、地震時の堤体のせん断応力時系列と築堤材料の繰返し三軸試験結果を基に、堤体の安全性について累積損傷度理論の適用を試みている。

目 次

まえがき

1. 地震力の評価手法	1
1.1 すべり土塊平均加速度	1
1.2 既往の研究	3
2. モデルダム	8
2.1 解析モデル	8
2.2 築堤材料の物性値	8
2.2.1 せん断弾性係数	8
2.2.2 減衰定数	9
3. 動的解析手法	12
3.1 一次元動的解析	12
3.1.1 モード重畳法	12
3.1.2 SHAKEM	13
3.2 二次元動的解析	14
3.2.1 QUAD-4	14
3.2.2 FLUSH	15
4. 入力地震動	22
4.1 正弦波	22
4.2 実地震動	22
5. 解析結果	35
5.1 ダム軸最大加速度分布	35
5.1.1 正弦波	35
5.1.2 実地震動	35
5.2 円弧すべり土塊平均加速度分布	36
5.2.1 正弦波	36
5.2.2 実地震動	36
5.3 ダム軸最大せん断応力分布	38
6. 平均加速度簡易推定手法	55
7. 累積損傷度理論による安全性の検討	59
7.1 累積損傷度理論の仮定	59
7.2 S-N曲線	60
7.3 せん断応力	60

7.4 累積損傷度と安全率	61
8. まとめ	68
参考文献	69

1. 地震力の評価手法

1.1 すべり土塊平均加速度

地震時のフィルダムの安定性を検討する場合、仮定したすべり土塊に作用する地震力を求める必要がある。すべり土塊に作用する地震力は土塊の加速度と質量の積で表される。土塊中の各要素の密度は要素によってほとんど異なるものではないが、作用する加速度は異なり、時刻によっても変化する。すべり土塊に作用する地震力の評価は、以下によって定義されるすべり土塊の平均加速度を評価することに他ならず、ここですべり土塊の平均加速度をどのように評価するかが重要な問題となる。すべり土塊のすべり面を円弧として仮定（以下、円弧すべりと記す）したとき、平均加速度は動的解析によって算出される各要素の水平動の加速度時刻歴を用いて、通常下記の1)の方法で算定されている。また、フィルダムの力学的安定性の検討において重要な要素となる地震力のモーメントに着目すると、平均加速度の算定方法として2)の方法も考えられる。

- 1) 図-1.1(a) に示すように、円弧すべり土塊中の各要素の水平応答加速度時系列 $a_{hi}(t)$ と要素重量 m_i を用いて、すべり土塊平均加速度 $\bar{a}(t)$ を次式で算定する。右辺の分子は円弧すべり土塊の地震力の和であり、分母は円弧すべり土塊の重量を表している。

$$\bar{a}(t) = \sum_{i=1}^N (m_i \times a_{hi}(t)) / \sum_{i=1}^N m_i \quad \dots\dots\dots (1.1)$$

ここに、添字の i は要素番号、 N は要素数である。

- 2) 図-1.1(b) に示すように、円弧すべり土塊中の各要素の水平応答加速度時系列 $a_{hi}(t)$ と要素重量 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、すべり土塊平均加速度 $\bar{a}(t)$ を次式で算定する。

$$\bar{a}(t) = \sum_{i=1}^N (m_i \times a_{hi}(t) \times r_{vi}) / \sum_{i=1}^N (m_i \times r_{vi}) \quad \dots\dots\dots (1.2)$$

平均加速度は時間の関数として式(1.1)あるいは(1.2)で与えられるが、フィルダムの安定性を議論する場合重要なのは全地震動継続時間中の最大値である。これは英文では“maximum average acceleration”と記され、日本語に直訳すると最大平均加速度ということになるが、語句の意味あいから不自然であり以下平均加速度の最大値を平均加速度と記すこととする。

すべり土塊の平均加速度の算定にあたっては、式(1.1)の方法は簡便であるが、鉛直応答加速度の影響は無視することになる。一方、式(1.2)の方法では鉛直応答加速度の影響も考慮できる。すべり土塊の平均加速度の算定にあたって式(1.1)の方法が式(1.2)の方法と比べて妥当であるかどうかをあらかじめ検討しておく必要がある。ここでは、次式で表されるすべり土塊の平均加速度モーメント M_a から鉛直応答加速度の影響を評価した。

$$M_a = \sum_{i=1}^N \{m_i \times (a_{hi} \times r_{vi} + a_{vi} \times r_{hi})\} / \sum_{i=1}^N m_i \quad \dots\dots\dots (1.3)$$

ここに、 a_H 、 a_V は水平、鉛直加速度であり、 r_H 、 r_V は円弧の中心から要素の重心までの水平、鉛直距離である。

また、地震時の堤体には水平動だけでなく鉛直動も作用している。したがって、鉛直応答加速度および鉛直動の影響を評価するにあたって、以下のa)、b)、c)の3ケースを設定した。

- a) 地震動としては水平動のみを入力し、解析結果として得られる各要素の水平応答加速度時刻歴を用いて、各標高におけるすべり土塊の平均加速度モーメントを算出する。
- b) 地震動として水平動および鉛直動を入力し、解析結果として得られる各要素の水平応答加速度時刻歴を用いて、各標高におけるすべり土塊の平均加速度モーメントを算出する。
- c) 地震動として水平動および鉛直動を入力し、解析結果として得られる各要素の水平および鉛直応答加速度時刻歴を用いて、各標高におけるすべり土塊の平均加速度モーメントを算出する。

解析手法は二次元解析のQUAD-4を用いるものとし、後述するモデルダムに対して実地震波を与えてすべり土塊の平均加速度モーメントの最大値を算出し、比較した結果を図-1.2 に示す。なお、平均加速度モーメントは平均加速度と同じ理由から以下その最大値を表すものとする。縦軸の無次元円弧高さは、天端から円弧最下端までの距離 y をダム高さ H で無次元化したものである。なお、地震動は後述する実地震動のケース5を用いており、水平動および鉛直動の最大加速度は $0.2G$ (G ；重力加速度)、 $0.1G$ となるように設定している。

ケースa)とケースb)はほぼ同様な曲線形状を示し、ケースb)の平均加速度モーメントはケースb)に比べて1～2%程度大きくなっている。ケースc)の平均加速度モーメントは y/H が0.6以下ではケースb)とほぼ一致し、それ以上ではケースc)の方が大きくなりケースb)との差は次第に大きくなる。ケースa)とケースc)の平均加速度モーメントと比較すると $y/H=0.7$ を境にして逆転し、 $y/H=1.0$ で最大約10%程度ケースc)の方が大きくなる。結果から、鉛直動の影響は水平動の与える影響に比べて小さく $y/H<0.6$ で最大2%、 $y/H=1.0$ でも最大10%であることがわかる。また、式(1.1)と式(1.2)の方法で水平動による水平応答加速度時刻歴のみを考慮した場合の平均加速度を算定した結果を図-1.3 に示す。図-1.3 からわかるように式(1.1)と式(1.2)の方法で算定される平均加速度がほぼ同じであることから、式(1.1)の方法で平均加速度の算定を行ってもほぼ妥当な結果が得られることがわかる。以上をまとめると入力としては水平動のみ、応答加速度も水平成分のみ、そして平均加速度を求める計算式としては式(1.1)がよいと考えられる。田村、岡本⁹⁾はフィルダムの安定性に及ぼす鉛直動の影響について実験および解析結果に基づく評価を行っており、鉛直動の影響が水平動の影響に比べて小さく、水平動と同程度の鉛直動が作用する場合の効果は水平動が1～2割程度大きくなったのと同じ程度の効果しかないことを明らかにしている。本論の結論も鉛直動および鉛直応答加速度の影響は最大10%程度であり、田村、岡本らの結論とほぼ一致している。

以上のことから、本論においてすべり土塊の平均加速度の算定は、水平動および水平応答加速度のみを考慮する式(1.1)の方法に基づいて行うものとする。

1.2 既往の研究

まずNewmark²⁾が、次いでこれをさらに発展させてSeed³⁾が、地震時における堤体の永久変形量の予測手法を提案した。それまで円弧すべり計算における静的なつりあい条件によって定まる安全率で評価されていた堤体の安全性は、この概念によって永久変形量を求める動的問題として取扱うことが可能となった。

この予測手法を用いた堤体の安全性の検討にあたって、動的解析を用いたすべり土塊の平均加速度に関する研究がいくつかなされた。当初、動的解析としてはMononobe et al.⁴⁾の提案したせん断梁理論の1次元動的解析手法が用いられた。Seed and Martin⁵⁾は、ダム堤体を均質な二等辺三角形としてモデル化し、EL Centro地震波を用いて直線で近似したすべり土塊の平均加速度を算定した。なお、減衰定数は20%、せん断弾性係数は一定値としている。彼らはダムの規模つまりダム高さによって堤体に作用する平均加速度が異なってくることを明らかにした。また、Ambraseys and Sarma⁶⁾は同様な手法を用いて、様々な地震動に対して平均加速度を算定した。彼らは8個の強震記録を用いて、すべり土塊の平均加速度と堤体の固有周波数の関係が平均的に図-1.4 に示す曲線で表されることを示した。縦軸は基礎入力最大加速度に対する平均加速度の応答倍率であり、横軸は堤体の固有周期である。

有限要素法による2次元動的解析手法が開発され、Chopra⁷⁾は有限要素法による2次元動的解析と1次元のせん断梁理論を用いてモデルダムに対する平均加速度をそれぞれ算定し、せん断梁理論が2次元動的解析と比べて平均的にみて10~20%程度、部分的にはそれ以上の過大評価となることを示した。なお、減衰定数は20%と設定しており、EL Centro地震波を用いている。

動的解析手法の発達と共に、地震時におけるダム堤体の安全性はすべり土塊の永久変形量から検討されるようになった。この手法は一般にNewmarkの方法と呼ばれ、堤体にすべり線を仮定してすべり土塊の安全率が1.0となる限界加速度を算出し、すべり土塊の平均加速度時刻歴との関係から永久変形量を求め、堤体の安全性を評価するものである。Makdisi and Seed⁸⁾は、すべり土塊の永久変形量をすべり土塊の平均加速度および限界加速度の関係として地震の規模別に整理した。彼らは、その研究において、せん断梁理論に基づいて行われたMartin⁹⁾やAmbraseys and Sarma⁶⁾らの結果と2次元動的解析による結果を用いて、図-1.5 に示すように無次元円弧高さと無次元平均加速度の関係について整理した。すべり土塊の平均加速度の算定法はChopra⁷⁾と同じで、仮想すべり面に沿って働く応力から求めている。縦軸は、すべり土塊の深さ y をダム高さ H で無次元化した無次元円弧高さ y/H であり、横軸はすべり土塊の平均加速度 a を天端の最大加速度 k で無次元化したものである。彼らは、1次元と2次元動的解析の結果のそれぞれの平均値はほとんど差異のないことを明かにし、両者の関係が曲線分布として与えられるものとした。なお、2次元動的解析における物性値は1次元動的解析と同様に減衰定数が20%で、せん断弾性係数は一定である。

Luan et al.¹⁰⁾は、せん断梁理論を用いてMakdisi and Seed⁸⁾の結果に対してモデルダムの上下流面勾配、せん断弾性係数、材料強度等が与える影響について検討した。彼らは、EL Centro地震波を用いて図-1.5 で示される曲線分布を補正した。なお、減衰定数は20%で、せん断弾性係数は放物線分

布で与えられている。また、彼らはこの曲線分布に対して上下流面勾配の影響がほとんどないことを指摘している。

既往の研究で、地震動に対するすべり土塊の平均加速度が堤体の固有周波数によって変わることは明らかにされている。しかしながら、地震動には様々な周波数特性を持つ波形があるにも拘らず、特定の地震動に対して得られる平均加速度を平均的に評価しているにすぎず、これまで地震動の周波数特性と堤体の固有周波数の関係に着目した研究は特にない。また、図-1.5 に示される無次元平均加速度分布曲線が妥当なものとして各標高における平均加速度を推定するには、天端の最大加速度を精度良く算定する必要がある。天端の最大加速度は解析上設定される物性値に左右されやすく、この面で天端の最大加速度を基に規準化した無次元平均加速度を用いるのにも問題があると考えられる。本研究はこれらの点に着目し、すべり土塊に作用する平均加速度の評価を行うものである。

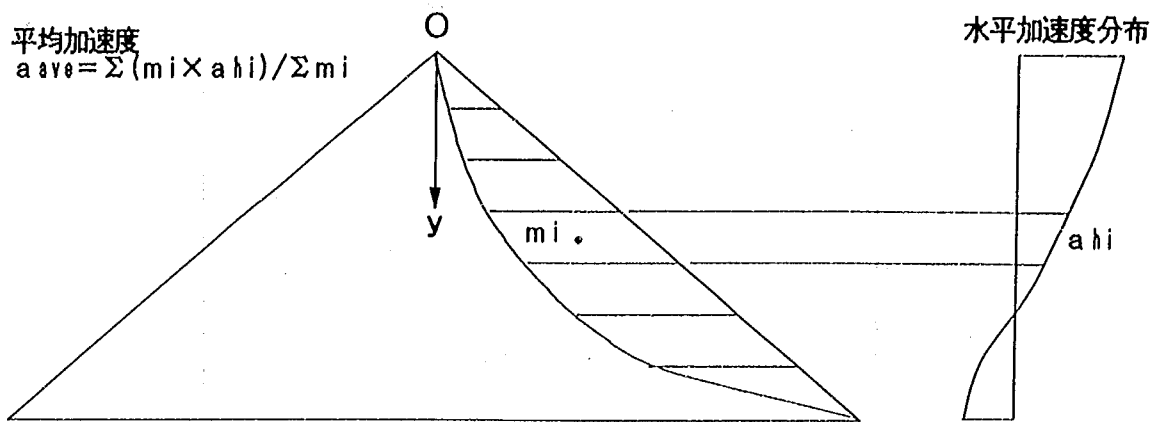


図-1.1(a) 平均加速度算定法模式図(従来法)

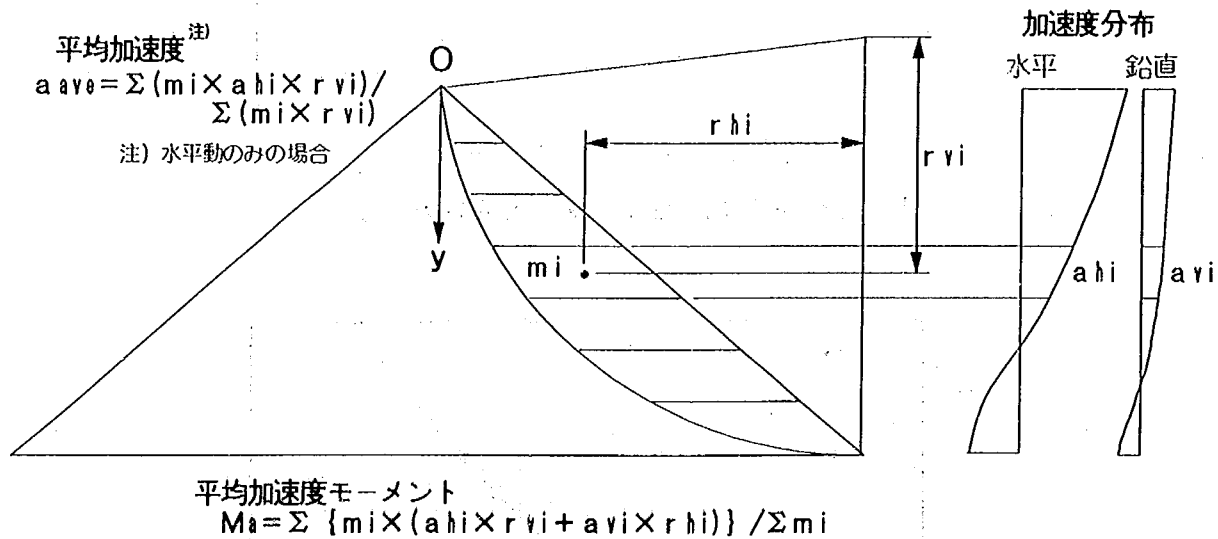


図-1.1(b) 平均加速度算定法模式図(モーメント法)

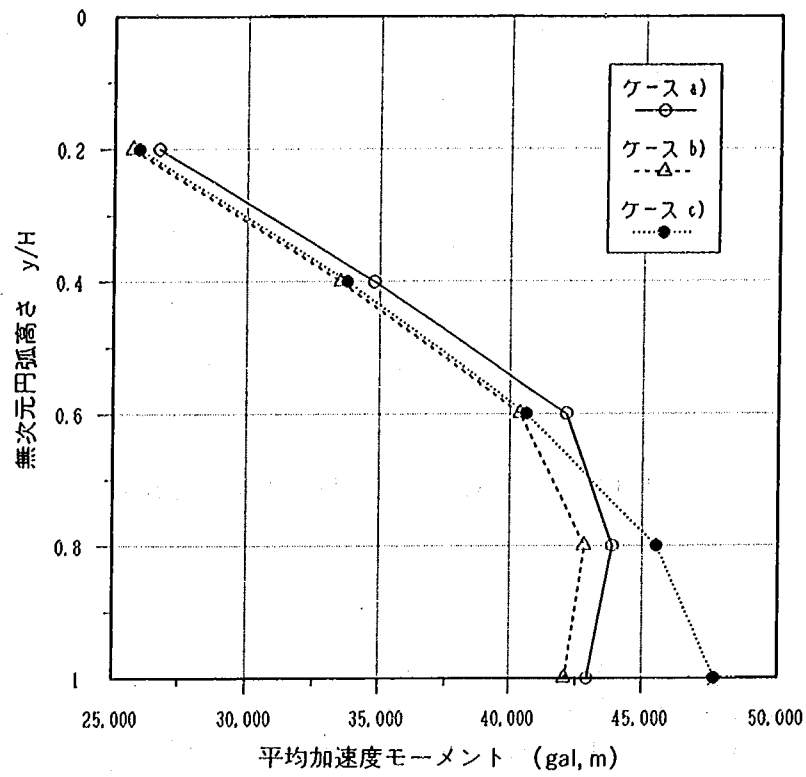


図-1.2 平均加速度モーメント分布の比較

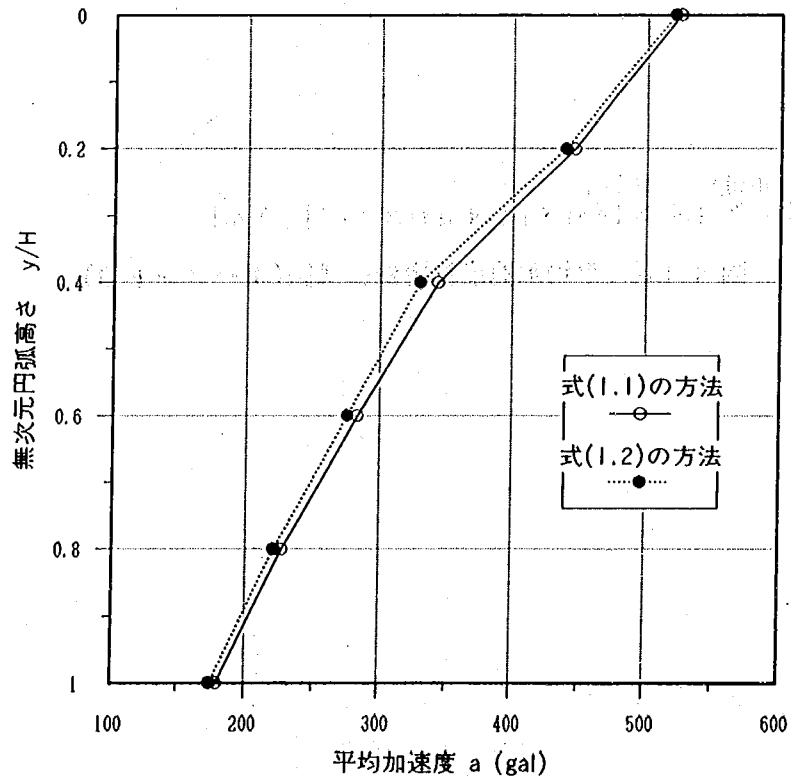


図-1.3 算出方法の違いによる平均加速度の比較

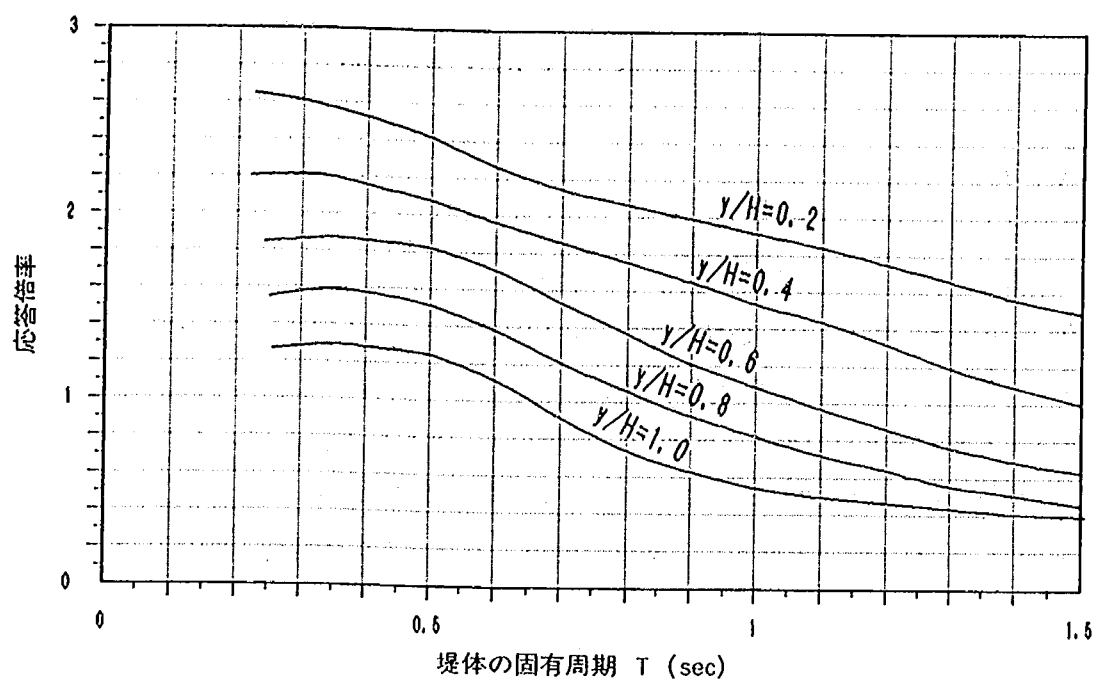


図-1.4 無次元平均加速度と堤体固有周期の関係

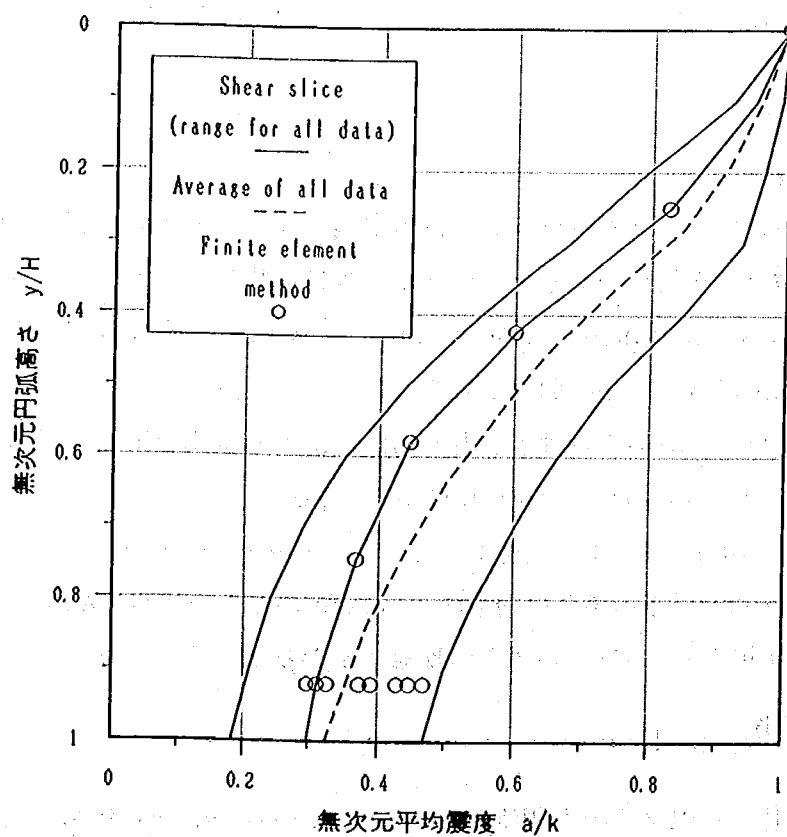


図-1.5 無次元平均震度分布曲線(Seedらによる)

2. 解析モデルと物性値

2.1 解析モデル

解析モデルは上下流方向の断面を対象とし、ダム諸元は表-2.1 に示すとおりである。なお、水位は設定しているが、動水圧の影響は考慮していない。

一次元動的解析においては、図-2.1(a) に示す1次元要素分割図を用いている。ダム堤体は17層に分割しており、基盤を含めると18層となる。モード重畳法の場合、基盤はモデル上含まれない。図中の破線は後述するSHAKEMの解析手法を用いる際のモデル形状を表している。

二次元動的解析の場合は図-2.1(b) に示す2次元有限要素断面を用いており、要素数は261個、節点数は271個である。なお、境界条件として基盤は剛体とし、ダム堤体底面を剛結させている。QUAD-4とFLUSHのモデルは全く同じである。

2.2 築堤材料の物性値

ロックフィルダムの築堤材料は大半がロック材料であり、フィルター材料およびコア材料を考慮しても解析上その与える影響は小さいものと考えられることから、モデル上、築堤材料はロック材のみとする。

2.2.1 セン断弾性係数

せん断弾性係数については、ダムのロック材料の室内繰返し三軸試験結果を基に設定する。図-2.2 は建設省所管のダムのロック材料の基準化したせん断弾性係数とせん断ひずみの関係を示したものである。せん断弾性係数は拘束圧に依存するが、せん断ひずみ γ が 10^{-5} の時の初期せん断弾性係数を用いて基準化すると実験結果はほぼ一本の曲線で表すことができる。

初期せん断弾性係数は、各層あるいは各要素の拘束圧 σ_m から次式を用いて算出する。この式は室内試験結果を基に設定したものであり、単位は kg/cm^2 である。

$$G_0 = 1391 \times \{0.779 + 3.425 \times \log(\sigma_m)\} \quad \dots\dots\dots (2.1)$$

なお、拘束圧が $1 \text{ kg}/\text{cm}^2$ 以下の場合は拘束圧 $1 \text{ kg}/\text{cm}^2$ のときの初期せん断弾性係数を設定し一定としている。2次元動的解析における各要素の拘束圧 σ_m は次式によって与えられる。

$$\sigma_m = \frac{1+2K}{3} \cdot \gamma \cdot D \quad \dots\dots\dots (2.2)$$

ここで、 K は主応力比で三保ダムの実測値から0.5としている。 γ は単位体積重量で $1.88 \text{ t}/\text{m}^3$ と設定し、飽和重量は $2.08 \text{ t}/\text{m}^3$ としている。 D は各要素の重心の地表からの深さを表している。

1次元動的解析SHAKEMの各層の拘束圧 σ_m は、着目する層の重心より上部にある堤体の全重量を層幅で割ることで算定される。

2.2.2 減衰定数

減衰定数はせん断ひずみに依存すると共に、近年実験精度の向上から微小ひずみ領域においてはせん断弾性係数と同様に拘束圧にも依存することがわかっている。したがって、減衰定数についてもこれらの関係を考慮する必要があると思われるが、大規模な地震を想定した場合のせん断ひずみは 10^{-2} ～ 10^{-3} 程度の大きさであり、このような大きなひずみ領域の減衰定数についてはよくわかっていないのが現状である。減衰定数は堤体の応答加速度に大きく影響を与えるパラメータであり、その設定は重要な問題である。

Bon Tempeダムの資料を用いた実験によると弾性領域内にあるような低レベルの振動では減衰定数は5～10%の値であるが、大地震を想定した場合には20%程度の値をとることが示唆されている⁵⁾。既往の研究における解析でも多くの場合、減衰定数は20%の値が用いられている。

図-2.3 は建設省所管のダムのロック材料の減衰定数とせん断ひずみの関係を表したものである。ロック材料の内部逸散減衰は想定されるひずみに対して約10%程度の大きさを示すものと考えられる。また、貯水位がある場合減衰定数が増加することは実験的に示されており¹¹⁾、満水時には空虚時に比べて約10%程度増加することが示唆されている¹²⁾。したがって、満水時における地震時の減衰定数は約20%ということになる。一般的な議論を行ううえで減衰定数を室内試験の結果から厳密に設定すると、実際には個々のダム築堤材料によってその値は異なっていることから逆に解析上の問題点を不明瞭にってしまう恐れがある。ここでは、地震の規模や上記の既往の研究結果等を踏まえて減衰定数をせん断ひずみ、拘束圧に関わらず一律20%と設定することとする。

表-2.1 ダム諸元

堤 高	63.0 m
堤 頂 長	12.0 m
法 勾 配	上流側 1:2.6 下流側 1:2.0
ゾーン断面	コア勾配 上流側 1:0.22 下流側 1:0.22
	フィルター勾配 上流側 1:0.47 下流側 1:0.47
設計高水位	ダム天端より 5.0mの位置

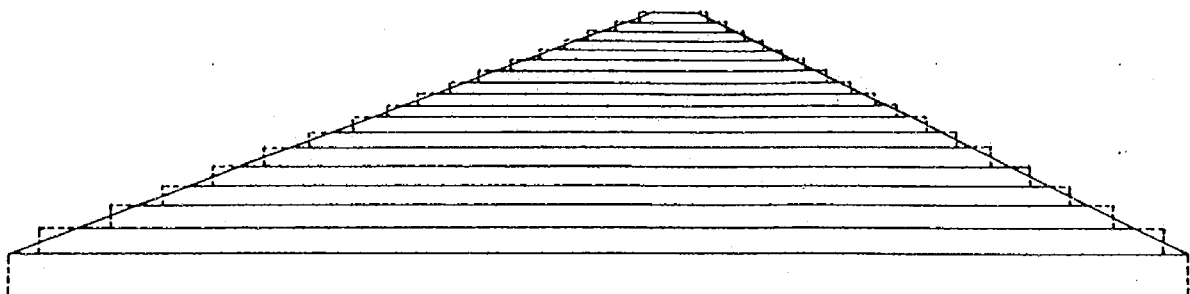


図-2.1(a) 1次元要素分割図

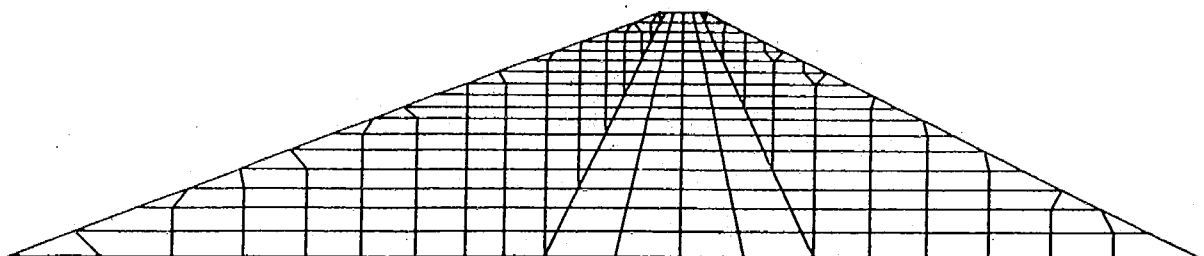


図-2.1(b) 2次元要素分割図

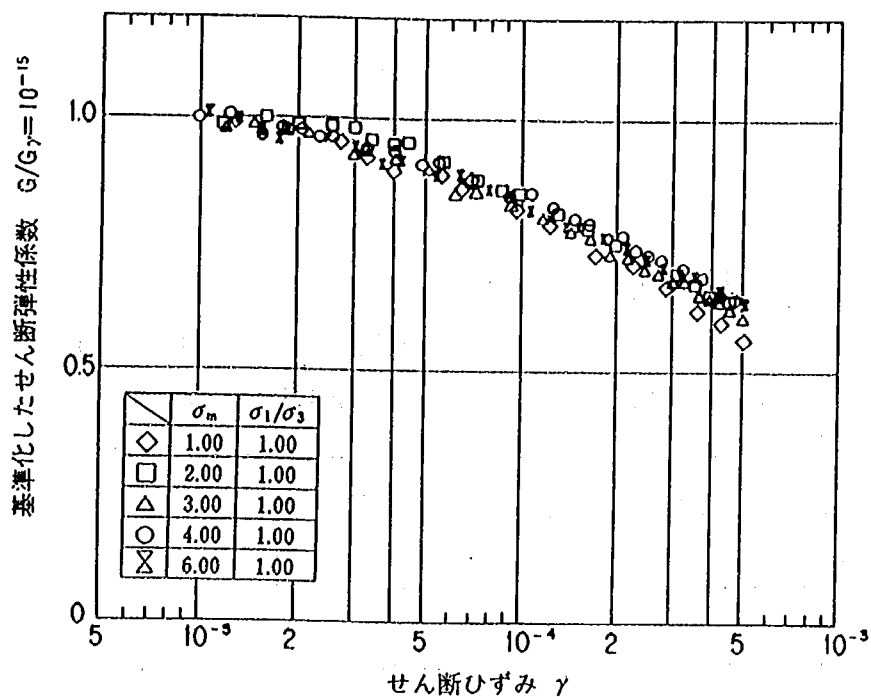


図-2.2 せん断弾性係数とせん断ひずみの関係

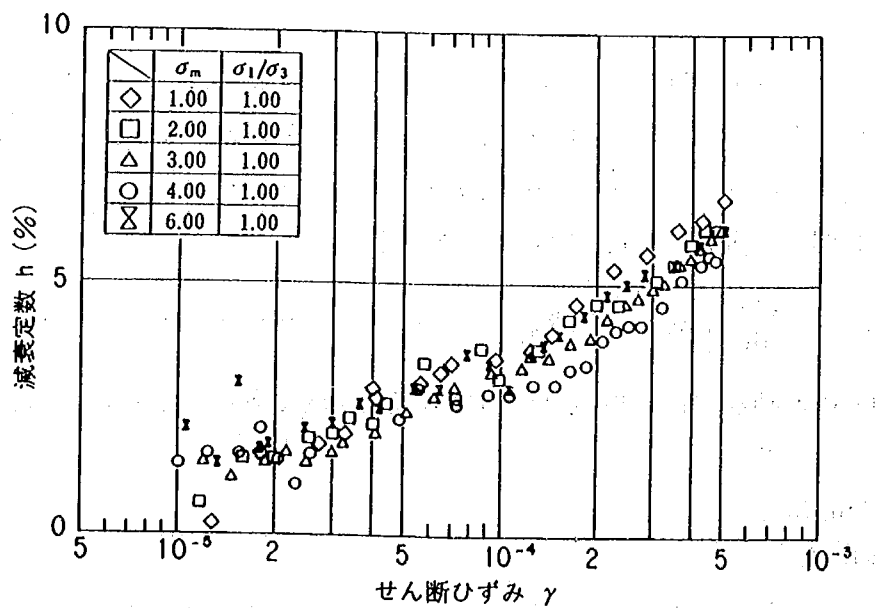


図-2.3 減衰定数とせん断ひずみの関係

3. 動的解析手法

3.1 一次元動的解析

3.1.1 モード重畳法

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。

モード重畳法をフィルダムに適用するにあたっては、図-3.1 に示すようにダムを質点とバネでモデル化する。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。バネ定数 k_i は次式で与えられる。

$$k_i = \frac{\ell_i G_i}{d_i} \dots\dots\dots (3.1)$$

ここに、 ℓ_i は質点位置におけるダムの幅で、 d_i は質点間の距離を表している。 G_i は各層のせん断弾性係数で、後述するSHAKEMによる解析で最終的に算定されるせん断弾性係数の値を用いている。設定した各層の層厚、層幅、質点距離、重量を表-3.1 に示し、各ケースにおける各層のバネ定数を表-3.2 に示す。

各質点の基盤に対する水平相対変位 y_i は基準座標変位 Q_j の1次式で表され、両座標は振動形状 ψ_{ij} によって次式で関係づけられる。ここで、添字の j はモードの次数を表している。

$$y_i = \sum_{j=1} \psi_{ij} \cdot Q_j \dots\dots\dots (3.2)$$

基準座標変位 Q_j に関する微分方程式は次式で表される。

$$\frac{d^2 Q_j}{dt^2} + 2\omega_j h_j \frac{dQ_j}{dt} + \omega_j^2 Q_j = -\beta_j \ddot{\phi} \dots\dots\dots (3.3)$$

ここで、 ω_j は固有円振動数、 h_j は減衰定数、 $\ddot{\phi}$ は地盤加速度である。 β_j は刺激係数と呼ばれ、次式で与えられる。

$$\beta_j = \frac{\sum_{i=1} m_i \psi_{ij}}{\sum_{i=1} m_i \psi_{ij}^2} \dots\dots\dots (3.4)$$

いま、基礎入力加速度 $\ddot{\phi}$ が正弦波として $\ddot{\phi} = -\omega^2 \phi_0 e^{i\omega t}$ で与えられるとすると、式(3.3)の解は次式となる。

$$Q_j(\omega) = \frac{\beta_j e^{i\omega t}}{\omega_j^2 - \omega^2 + 2ih_j \omega_j \omega} \dots\dots\dots (3.5)$$

これを式(3.2)に代入すれば、質点の相対変位 y_i を算出することができる。なお、 ω_j は振動数方程式から算定され、 ψ_{ij} は運動方程式にそれぞれの固有円振動数を代入することにより求められる。

また、基礎入力加速度に対する各質点の絶対加速度の比は次式のとおりとなる。

$$\frac{y_i + \ddot{\phi}}{\ddot{\phi}} = \sum_{j=1} \beta_j \psi_{ij} W_j(i\omega) \dots\dots\dots (3.6)$$

$$\text{ここに, } W_j(i\omega) = \frac{1 + 2ih \frac{\omega}{\omega_j}}{1 - \frac{\omega^2}{\omega_j^2} + 2ih \frac{\omega}{\omega_j}}$$

i層から上の堤体の等価加速度は、i層と (i-1)層間で働くせん断力 F_i から次式で算定している。ここに、 $F_i = k_i \times (y_i - y_{i-1})$ である。

$$a_i = \frac{F_{i,\max}}{\sum_{s=1}^N m_s} \dots\dots\dots (3.7)$$

モード重畳法ではこの等価加速度 a_i をもってすべり土塊の平均加速度としており、他の手法の算出方法とは異なっている。

3.1.2 SHAKEM

SHAKEMの手法はChugh¹³⁾が提案したものであり、多層重複反射理論に基づくSHAKE¹⁴⁾を有限地盤に適用できるように改良したものである。この手法では、図-3.2 に示すようにダム堤体を点線でn個の水平層にモデル化する。

正弦波で波が伝播すると仮定して各層で異なった座標Zを用いると、波動方程式から各層の水平変位 u_i の一般解は次のように表せる。

$$u_i = E_i e^{i\omega(t+x_i)} + F_i e^{-i\omega(t-x_i)} \dots\dots\dots (3.8)$$

$$x_i = z_i / \bar{V}_i, \quad \bar{V}_i = V_i \sqrt{1 + 2hi}, \quad V_i = \sqrt{G_i / \rho_i}$$

ここに、 E_i は進行波の振幅、 F_i は反射波の振幅を表わしており、 ω は円振動数である。また、 V_i はせん断波伝播速度、 G_i はせん断弾性係数、 ρ_i は密度、 h_i は減衰定数である。

式(3.8)に以下の境界条件を適用すると、進行波と反射波の振幅は次式に示すように整理される。

- 1) 地表面でせん断応力は発生しない。
- 2) 境界面で水平変位は連続する。
- 3) 境界面でせん断力は連続する。

H_i 、 L_i は層厚、層幅を表している。表-3.3 は各層の層厚、層幅、初期せん断弾性係数および拘束圧を示している。

$$E_1 = F_1 \dots\dots\dots (3.9)$$

$$E_{i+1} = [(1 + \kappa_i) E_i e^{i\omega H_i / \bar{V}_i} + (1 - \kappa_i) F_i e^{-i\omega H_i / \bar{V}_i}] \dots\dots\dots (3.10)$$

$$F_{i+1} = [(1 - \kappa_i) E_i e^{i\omega H_i / \bar{V}_i} + (1 + \kappa_i) F_i e^{-i\omega H_i / \bar{V}_i}] \dots\dots\dots (3.11)$$

$$\text{ここに, } \kappa_i = \frac{\rho_i \bar{V}_i L_i}{\rho_{i+1} \bar{V}_{i+1} L_{i+1}} \text{である。}$$

また、せん断ひずみは次式で与えられる。 $\ddot{\phi}$ は基礎入力加速度である。

$$\gamma_i = \frac{\ddot{\phi}}{i\omega \bar{V}_i} \cdot \frac{(E_i e^{i\omega t_i/\bar{V}_i} - F_i e^{-i\omega t_i/\bar{V}_i})}{(E_r + F_r)} \dots\dots\dots (3.12)$$

ここで、 $E_1 = F_1 = 1$ と仮定すれば式(3.10)、(3.11)から各層の E_i 、 F_i は順次算出され、基礎に対する各層最上点の応答倍率は、 $(E_i + F_i)/(E_r + F_r)$ として算定できる。なお、 $r = n + 1$ で、 $(E_r + F_r)$ は基盤の振幅を表している。

実地震動に対しては、実地震動の加速度をフーリエ変換して得られる各円振動数成分であるフーリエ係数に、円振動数 ω に対応する正弦波の応答倍率を乗じたものを逆フーリエ変換することによって、各層最上点の加速度時刻歴が得られる。ただし、計算においてせん断弾性係数の設定値と算出されるせん断ひずみとの関係は、実験結果を満足するものでなければならない。ここでは、まず初期せん断弾性係数を入力値とし、それに対する各層の有効ひずみを算出する。なお、有効ひずみは最大ひずみの65%と設定している。最大ひずみは、式(3.12)によって与えられる各振動数に対する値を前述の入力地震動のフーリエ係数に乘じ、逆フーリエ変換することによって求められるせん断ひずみ時刻歴から得られる。次に、実験結果であるせん断弾性係数とせん断ひずみの関係から、有効ひずみに対応するせん断弾性係数が求められ、入力したせん断弾性係数と計算値を比較してその差が5%以下であれば計算を終了し、そうでなければ計算値を入力値として再計算する。通常この計算は3～4回で収束する。

すべり土塊の平均加速度 a は、各層の加速度 α_i を境界点の加速度の平均値で表し、図-3.3に示すように円弧内の各層の面積で重みをつけた平均値で算出する。

k_i は境界点の加速度である。

$$a = \sum_i \alpha_i / \sum A_i \dots\dots\dots (3.13)$$

ここに、 $\alpha_i = (k_i + k_{i+1}) / 2$

3.2 二次元動的解析

3.2.1 QUAD-4

QUAD-4¹⁵⁾のプログラムでは、ロックフィルダムの非線形性を等価線形に置換し、次の運動方程式を直接積分することにより、応答解析を行っている。

$$[M] \{\ddot{x}\} + [C] \{\dot{x}\} + [K] \{x\} = -[M] \{\ddot{y}\} \dots\dots\dots (3.14)$$

ここに、 $[M]$ ：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

$\{x\}$ ：系の相対変位

$\{y\}$ ：基盤の変位

式(3.13)において、減衰マトリックス $[C]$ の与え方によって計算結果は大いに異なる。QUAD-4では、減衰マトリックスをレイレイ型で与えている。

$$[C] = \sum_q [c]_q, [c]_q = h_q \omega_1 [m]_q + \frac{h_q}{\omega_1} [k]_q \dots\dots\dots (3.15)$$

ここに q は要素番号で、 h_q 、 $[c]_q$ 、 $[m]_q$ 、 $[k]_q$ はそれぞれの要素の減衰定数、減衰マトリックス、質量マトリックス、剛性マトリックスである。いま、 h_q を全要素一定と仮定すると次式に書き換えられる。

$$[c]_q = h \omega_1 [m] + \frac{h}{\omega_1} [k]_q \dots\dots\dots (3.16)$$

ここで、 $[\phi]$ を系のモーダルマトリックスとすると、

$$[\phi]^T [c] [\phi] = h \omega_1 = \begin{vmatrix} 1 & 0 & & 0 \\ 0 & 1 & & \\ & & 1 & 0 \\ 0 & & 0 & 1 \end{vmatrix} + \frac{h}{\omega_1} \begin{vmatrix} \omega_1^2 & 0 & & 0 \\ 0 & \omega_2^2 & & \\ & & \omega_{n-1}^2 & \\ 0 & & & \omega_n^2 \end{vmatrix} \dots\dots\dots (3.17)$$

ここに、 ω_1 は1次の固有円振動数、 h は減衰定数である。このときの1次モードの基準座標での運動方程式は、 β_1 を刺激係数とすると次式のとうりとなる。

$$\ddot{X} + 2h \frac{1}{2} \left(\frac{\omega_1}{\omega_1} + \frac{\omega_1}{\omega_1} \right) \omega_1 \dot{X} + \omega_1^2 X = \beta_1 \ddot{y}_0 \dots\dots\dots (3.18)$$

減衰定数は1次モードで h となるが、 i 次モードでは $h/2 \cdot (\omega_1/\omega_i + \omega_i/\omega_1)$ となり、高次のモードになる程減衰が大きくなる。

ロックフィル材料の振動実験によると、材料の減衰定数は振動数に依存しないとされている。QUAD-4は時間領域で積分するので、複素数表示の非粘性減衰は使えないことから、式(3.16)を使うとすると実際の材料の減衰定数に適合しないので減衰マトリックスは次式のように考えるものとしている。

$$[c] = (1 + \alpha) \cdot h \cdot \omega_1 [m] + (1 - \alpha) \cdot \frac{h}{\omega_1} \cdot [k] \dots\dots\dots (3.19)$$

ここに、 α は定数($-1.0 \leq \alpha \leq 1.0$)で、 i 次モードの減衰が周波数に依存する割合が小さくなる0.6を用いる。 i 次モードの運動方程式は次式のとうりとなる。

$$\ddot{X} + h \{ (1 + \alpha) \omega_1/\omega_i + (1 - \alpha) \omega_i/\omega_1 \} \omega_i \dot{X} + \omega_i^2 X = -\beta_i \ddot{y}_0 \dots\dots\dots (3.20)$$

すべり土塊の平均震度は、円弧内の節点を共有する要素の重み付きで算出する。

図-3.4 の円弧内節点 i の加速度 k_i の面積の重みを付けた要素の加速度 α_i は次式で表せる。

$$\alpha_i = k_i \times (A_j/3 + A_{j+1}/4 + A_{j+2}/3) \dots\dots\dots (3.21)$$

すべり土塊の平均加速度 a は次式となる。ここで、 A_j は要素 j の面積である。

$$a = \sum_i \alpha_i / \sum A_j \dots\dots\dots (3.22)$$

3.2.2 FLUSH

FLUSH¹⁰⁾がQUAD-4と基本的に異なるのは、減衰定数の設定方法である。FLUSHは減衰を複素数で表現する非粘性減衰を用いており、減衰の周波数依存性はなく、フィルダムの非線形性を等価線形に置換し、次式の運動方程式を周波数領域で積分することにより、応答解析を行っている。

$$[M] \{\ddot{x}\} + [K] \{x\} = - \{m\} \ddot{y} - \{V\} + \{F\} - \{T\} \dots\dots\dots (3.23)$$

ここに、 $[M]$ ：質量マトリックス

$\{m\}$ ： $[M]$ に対応する質量ベクトル

$[K]$ ：剛性マトリックス（減衰の項も含まれる。）

$\{x\}$ ：系の相対変位

$\ddot{y}$ ：基盤加速度

$\{V\}$ ：平面境界上に設置された側面の粘性力

$\{F\}$ ：モデル両端に作用する力

$\{T\}$ ：エネルギー伝達による力

式(3.23)は、複素数応答法を用いることにより計算される。この方法は、まず入力波を有限個の調和関数の和で近似して代入し、式(3.23)を各円振動数に対する方程式に変換し、これを周波数領域で直接積分することにより各円振動数に対応する節点の変位を算出する。そして、この解を時間領域に変換することによって節点変位の時刻歴が算出される。これから、ひずみ、加速度等の値についても算出される。

すべり土塊の平均加速度の算定法は、QUAD-4の場合と同じである。

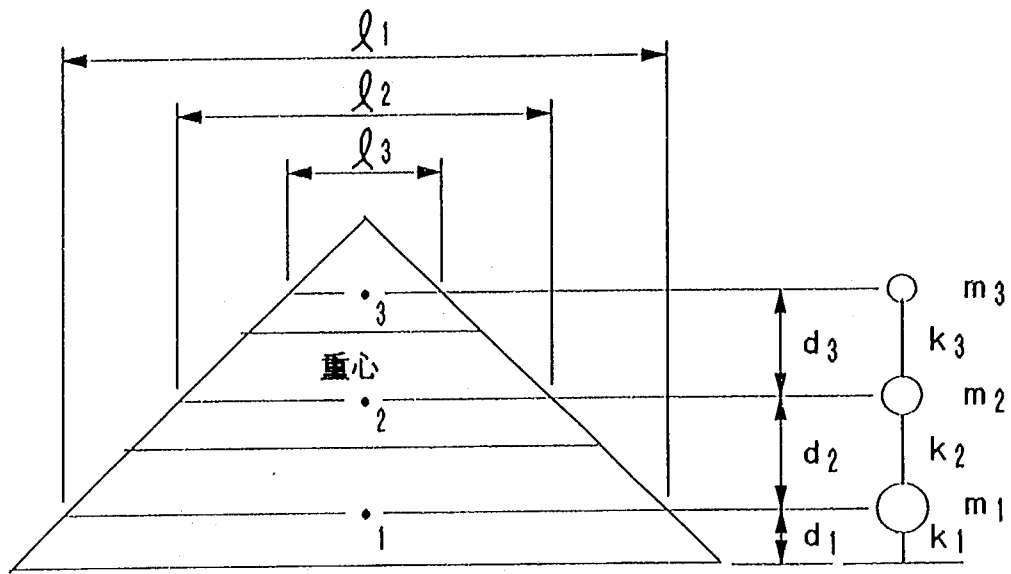


図-3.1 ダムのモデル化(モード重畳法)

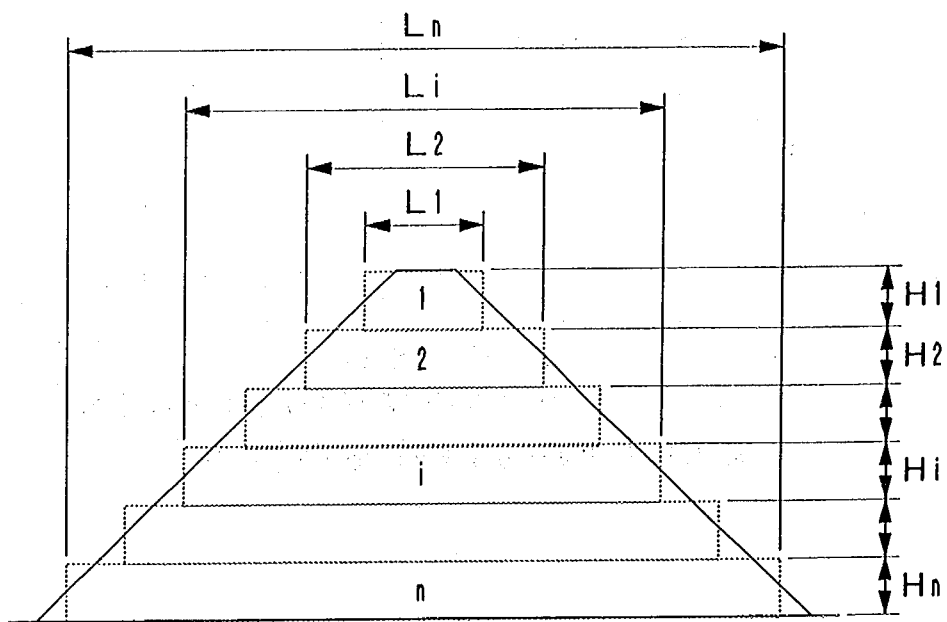


図-3.2 ダムのモデル化(SHAKEM)

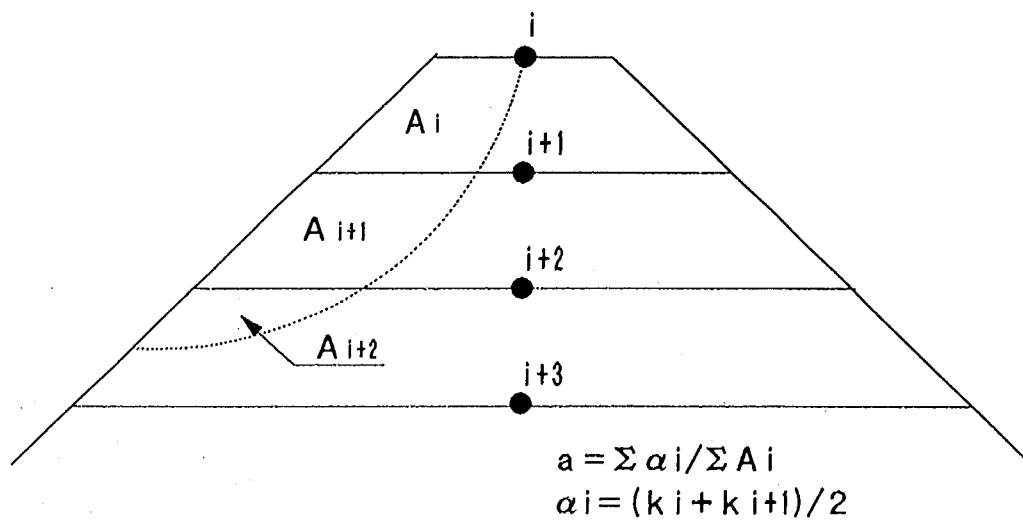


図-3.3 円弧すべり土塊平均加速度算定法

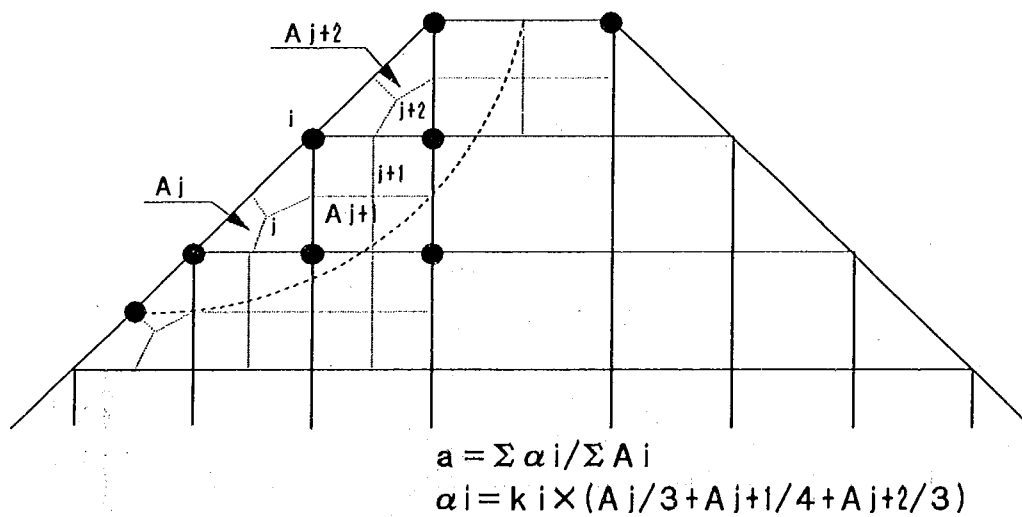


図-3.4 円弧すべり土塊平均加速度算定法

表-3.1 モデル化定数(モード重畳法)

層 番	層厚(m)	層幅(m)	質点距離(m)	層重量(t/m)
1	2.5	23.5	2.45	83.434
2	2.5	35.0	2.48	137.484
3	2.5	46.5	2.49	211.910
4	2.5	58.0	2.49	271.690
5	2.5	69.5	2.76	331.490
6	3.0	83.3	2.99	476.736
7	3.0	97.1	2.99	562.848
8	3.0	110.9	3.00	648.960
9	3.0	124.7	3.00	735.072
10	3.0	138.5	3.52	821.184
11	4.0	156.9	4.00	1228.864
12	4.0	175.3	4.51	1381.952
13	5.0	198.3	4.99	1942.720
14	5.0	221.3	5.00	2181.920
15	5.0	244.3	5.510	2421.120
16	6.0	271.9	6.25	3221.088
17	6.5	301.19	3.19	3878.202
計	63.0			

注) 層番は天端から順につけているが、解析時は逆になる。

表-3.2 地震動に対するバネ定数

層 番	ケース 1	ケース 2	ケース 3	ケース 4	ケース 5	ケース 6	ケース 7	ケース 8
1	8.415	9.146	8.782	8.919	8.662	9.053	8.774	9.451
2	10.457	11.753	11.040	11.361	10.810	11.638	11.046	12.455
3	12.527	14.219	13.307	13.793	13.024	14.232	13.372	15.258
4	14.597	16.555	15.533	16.289	15.235	16.846	15.710	18.151
5	15.067	17.040	16.148	17.126	15.855	17.789	16.473	19.122
6	16.373	18.277	17.453	18.691	17.205	19.671	18.073	20.979
7	24.618	27.305	26.391	28.408	26.197	30.454	27.714	31.812
8	34.276	37.437	36.556	39.591	36.530	42.563	39.173	43.899
9	45.021	48.579	47.751	51.966	48.134	55.494	51.292	57.088
10	47.925	51.648	51.034	55.813	52.011	59.248	54.225	60.828
11	53.419	57.609	57.205	62.864	58.894	66.367	60.162	68.138
12	58.562	63.237	62.950	69.578	65.365	73.112	65.703	75.318
13	65.993	71.341	71.044	79.163	74.609	82.844	73.755	85.909
14	80.537	87.125	86.593	97.119	92.091	101.451	89.623	105.425
15	87.074	94.191	93.336	103.432	99.620	109.787	96.376	114.321
16	92.158	99.524	98.350	107.764	105.112	115.726	101.211	119.753
17	216.375	231.165	229.265	249.224	245.350	269.164	234.708	277.008

(単位: $\times 10^4 \text{ t/m}^2$)

注) 層番は天端から順につけているが、解析時は逆になる。

表-3.3 モデル化定数(SHAKEM)

層 番	層厚(m)	層幅(m)	初期せん断弾性 定数(kgf/cm ²)	拘束圧 (kgf/cm ²)
1	2.5	17.75	1083.3	0.235
2	2.5	29.25	1083.3	0.520
3	2.5	40.75	1083.3	0.677
4	2.5	52.25	1083.3	0.768
5	2.5	63.75	1083.3	0.875
6	3.0	76.40	1093.8	1.005
7	3.0	90.20	1373.5	1.151
8	3.0	104.00	1626.8	1.300
9	3.0	117.80	1856.5	1.453
10	3.0	131.60	2065.7	1.608
11	4.0	147.70	2291.2	1.793
12	4.0	166.10	2519.8	2.002
13	5.0	186.80	2754.3	2.242
14	5.0	209.80	2985.0	2.507
15	5.0	232.80	3193.4	2.773
16	6.0	258.10	3403.1	3.068
17	6.5	286.85	3617.5	3.403
18	—	301.80	106122.4	—

注) 層番18は基盤を表している。また、拘束圧 1 kg/cm²以下の層は拘束圧を 1 kg/cm²としてせん断弾性定数を設定している。

4. 入力地震動

4.1 正弦波

堤体に作用する地震力は、ダム堤体の固有周期と地震動の周波数特性との関係によって影響を受ける。地震動として周波数特性が明確な正弦波を用いれば、これらの影響について把握することが可能である。

モデル化したダム堤体の固有周期は約0.6sec, 周波数にして約1.7Hzである。入力する正弦波の卓越周波数は、この値を参考にして1.0, 1.5, 2.0, 3.0, 4.0Hzの5ケースを設定する。なお、基礎の入力最大加速度は0.2G(196gal)とする。

4.2 実地震動

実際の地震動は正弦波とは異なり様々な周波数成分を有しており、堤体に作用する地震力に対して地震動の周波数特性の与える影響は大きい。したがって、堤体に作用する地震力の評価において、周波数特性の異なる様々な実地震動を用いた応答解析を実施することが必要である。

ここでは、ダムサイト岩盤で観測された基盤の地震動観測記録から、地震動のフーリエスペクトルの最大卓越周波数に着目して8個の地震動を選定した。地震動の諸元を表-4.1に示す。入力地震動は最大加速度が0.2Gとなるように、実地震動の加速度を一様に引き延ばしている。地震動の継続時間はそのままである。地震動の周波数特性は、図-4.1に示す各地震動の加速度応答スペクトルでわかるように、各ケースで大きく異なっている。なお、ここでの加速度応答スペクトルは減衰定数を5%として設定したときの値である。

図-4.2 に各ケースの加速度時刻歴を示す。

表-4.1 地震動の諸元

ケース	観測地点	地震名	M	L (KM)	卓越周波数 F	F/F ₀
1	御所ダム	日本海中部地震	7.7	198.0	0.59 Hz	0.35
2	皆瀬ダム	宮城県沖地震	7.4	167.0	0.78 Hz	0.46
3	横山ダム	岐阜県中部地震	6.6	60.0	1.07 Hz	0.63
4	十勝ダム	日高山脈北部地震	7.0	62.0	1.61 Hz	0.95
5	田瀬ダム	日本海中部地震	7.7	264.0	2.39 Hz	1.41
6	御所ダム	岩手県中部地震	6.6	69.0	3.20 Hz	1.88
7	三保ダム	伊豆半島沖地震	6.7	56.0	4.15 HZ	2.44
8	三保ダム	神奈川県西部地震	5.8	12.0	6.59 HZ	3.88

(注) M: マグニチュード, L: 震央距離, F₀: ダム固有周波数

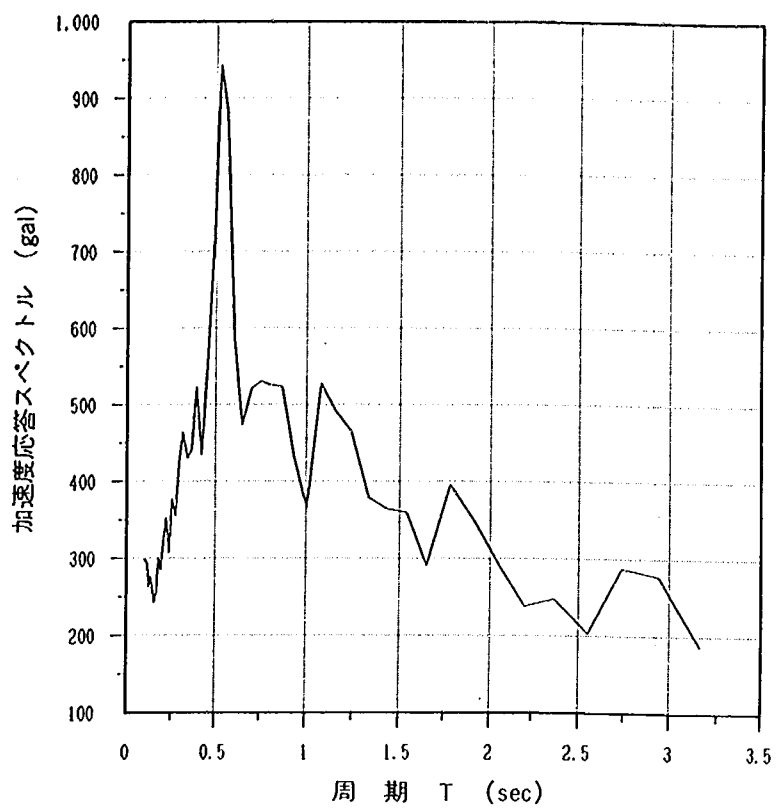


図-4.1(a) 加速度応答スペクトル(ケース1)

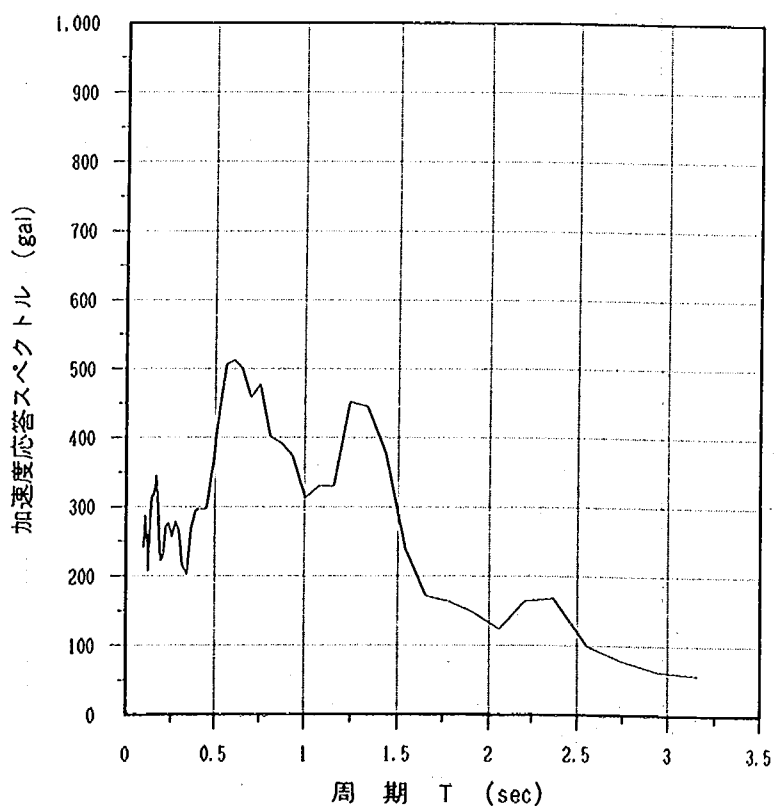


図-4.1(b) 加速度応答スペクトル(ケース2)

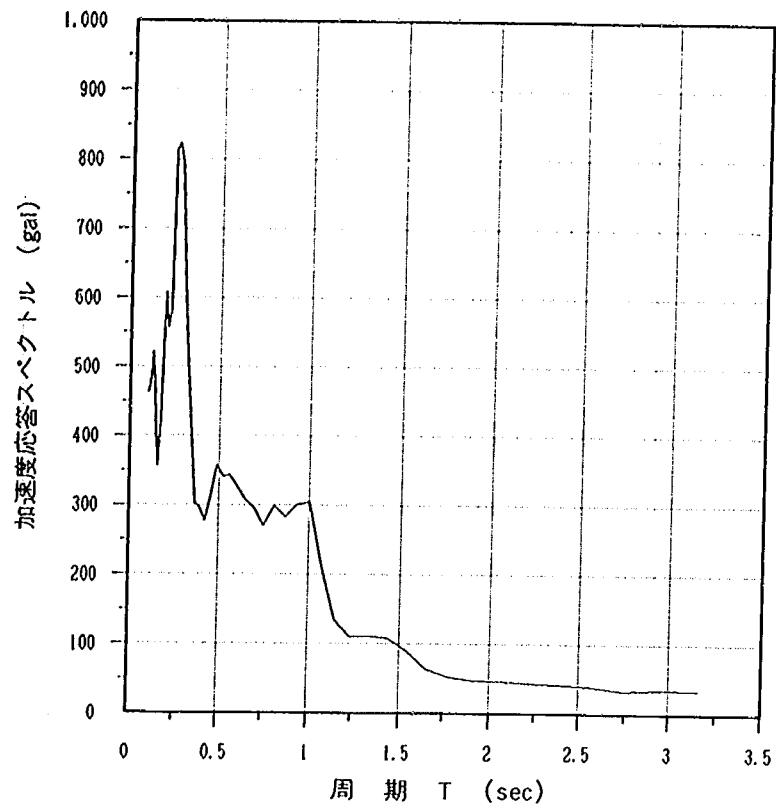


図-4.1(c) 加速度応答スペクトル(ケース3)

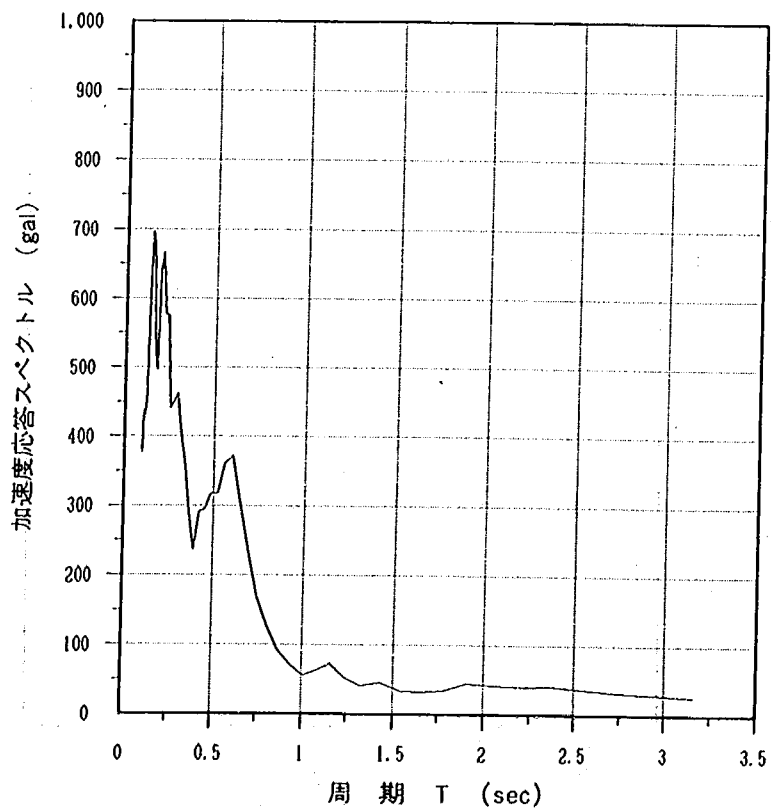


図-4.1(d) 加速度応答スペクトル(ケース4)

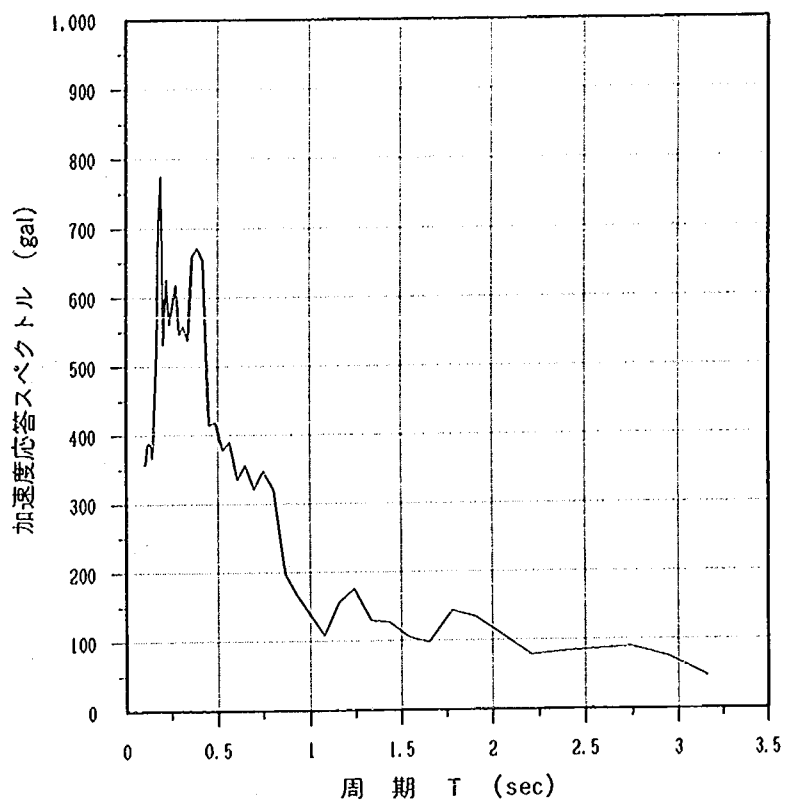


図-4.1(e) 加速度応答スペクトル(ケース5)

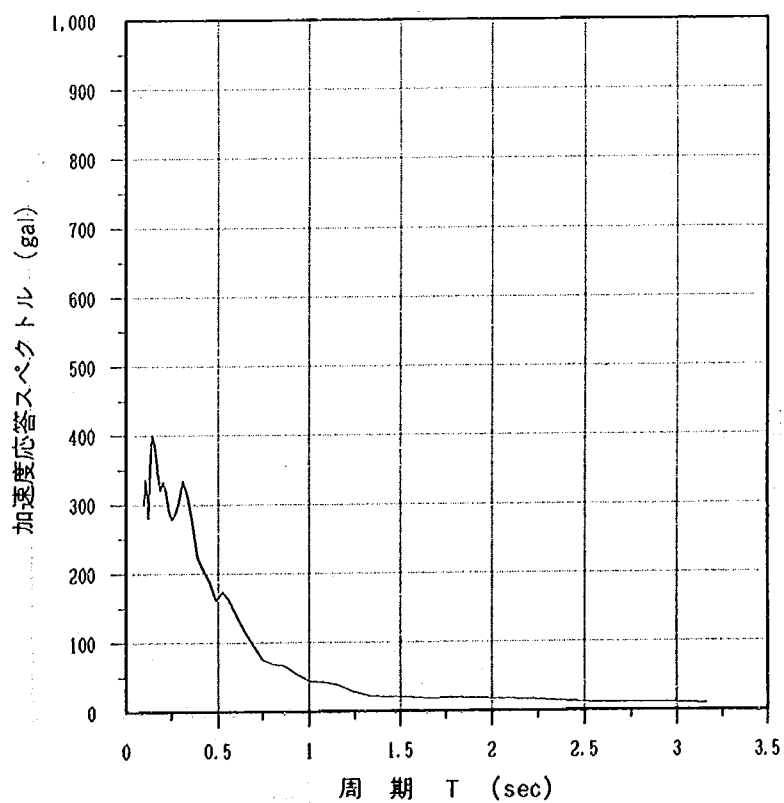


図-4.1(f) 加速度応答スペクトル(ケース6)

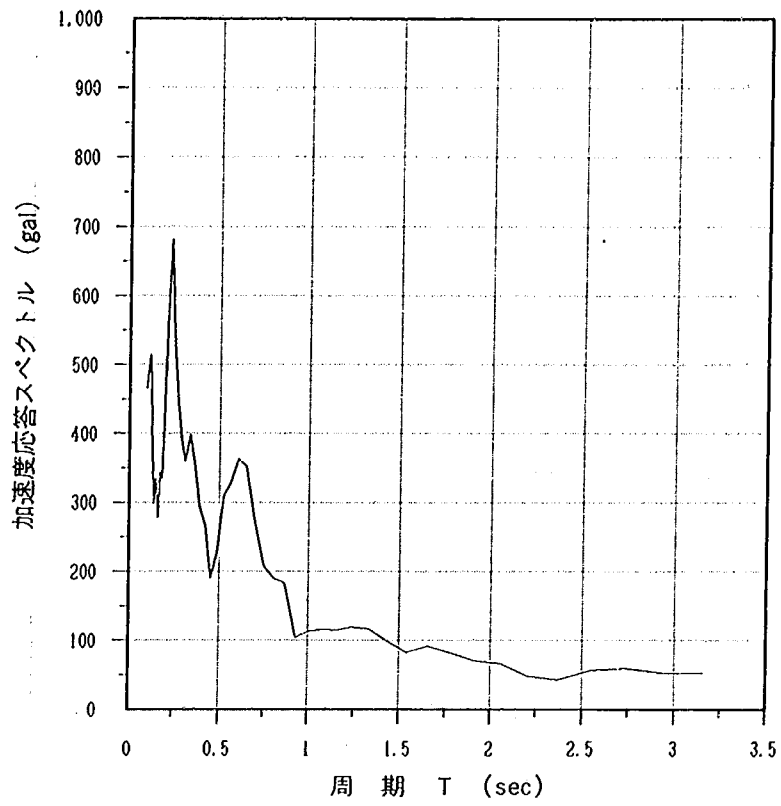


図-4.1(g) 加速度応答スペクトル(ケース7)

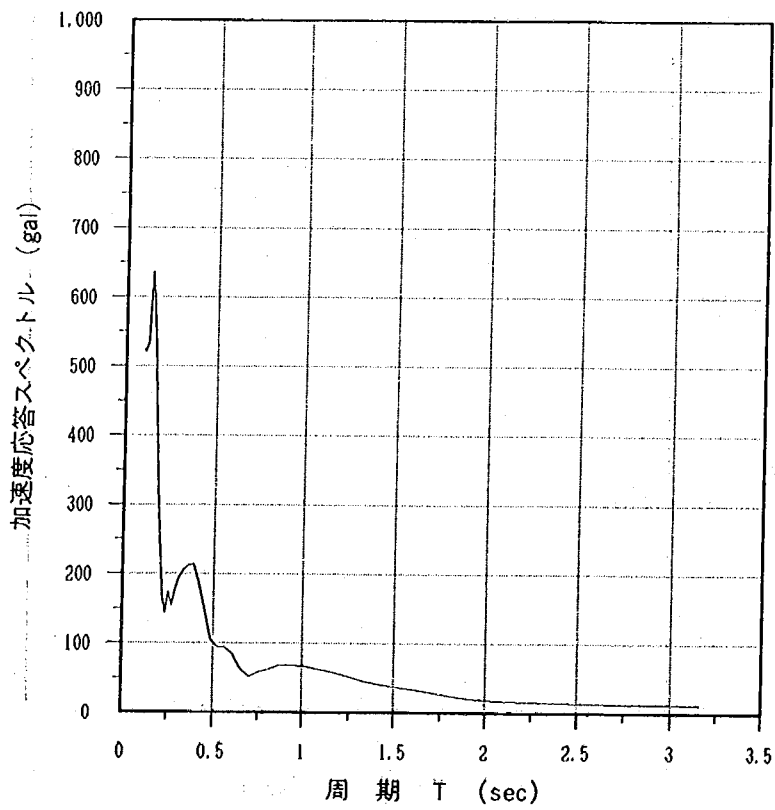


図-4.1(h) 加速度応答スペクトル(ケース8)

1983 NIHONKAI-TYUBU (GOSHO 0.2G) BASE

MAXIMUM ACCELERATION IS 196.178
OCCURRING AT TIME 27.250
EARTHQUAKE MULTIPLIED BY 1.000

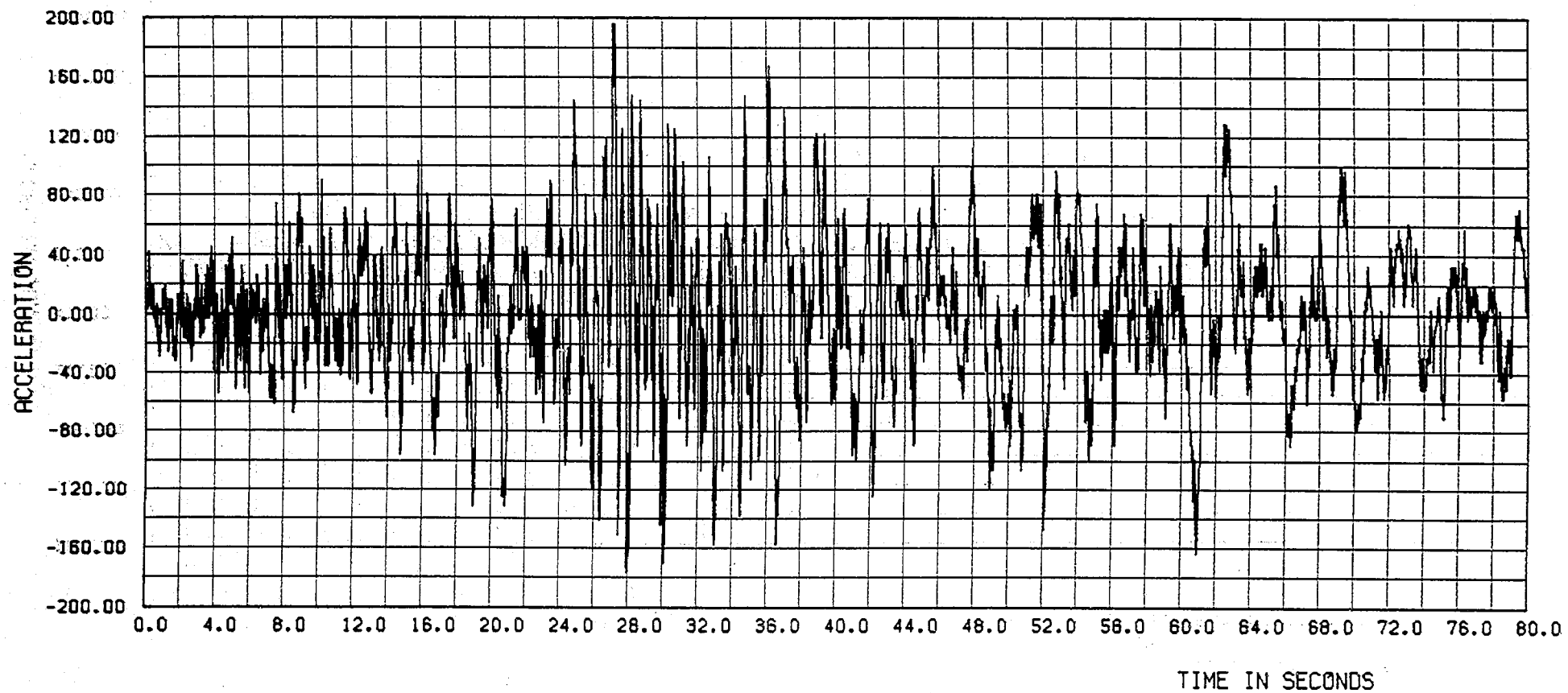


図-4.2(a) 加速度時刻歴(ケース1)

1978 IWATEKEN-OKI (MINASE) 0.2G

MAXIMUM ACCELERATION IS 196.014
OCCURRING AT TIME 18.540
EARTHQUAKE MULTIPLIED BY 1.000

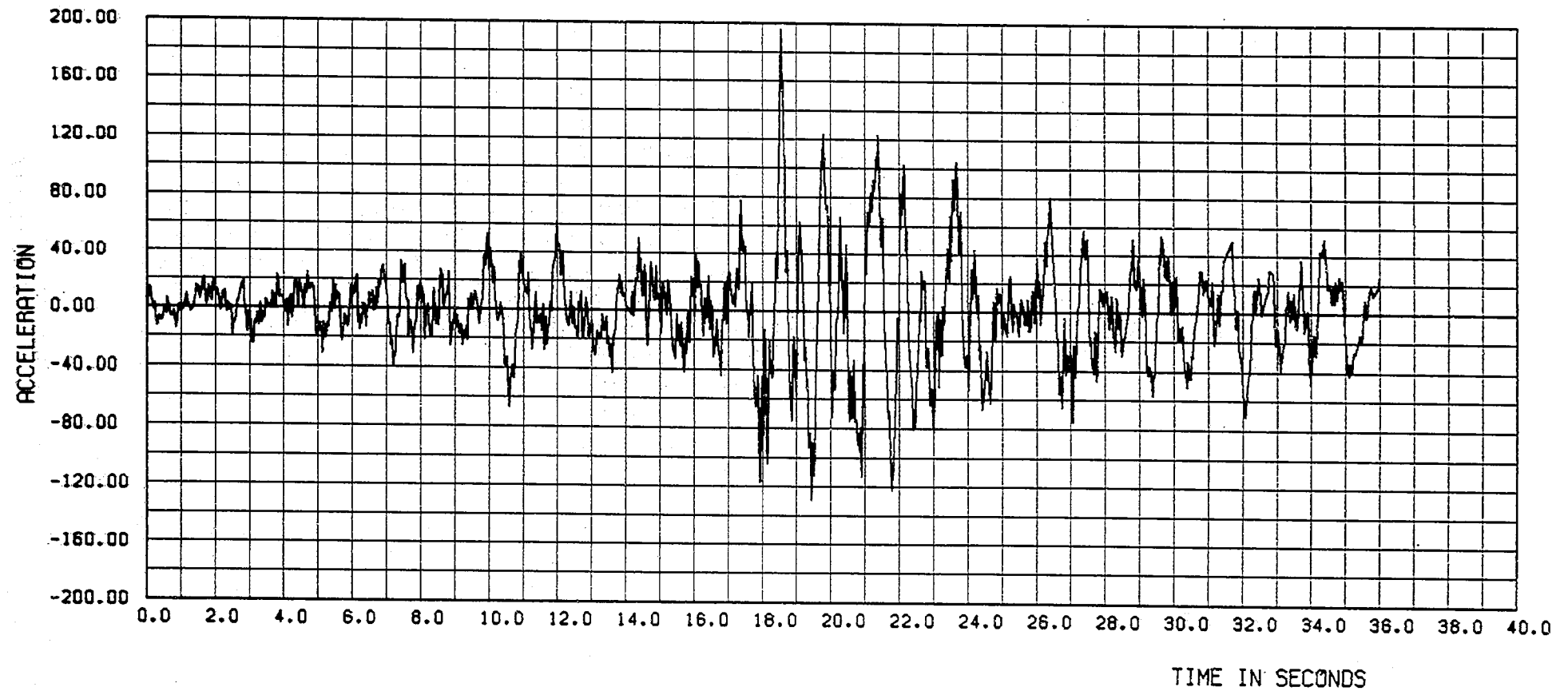


図-4.2(b) 加速度時刻歴(ケース2)

1983 NIHONKAI-TYUBU (TASE 0.2G) BASE

MAXIMUM ACCELERATION IS 197.618
OCCURRING AT TIME 9.870
EARTHQUAKE MULTIPLIED BY 1.000

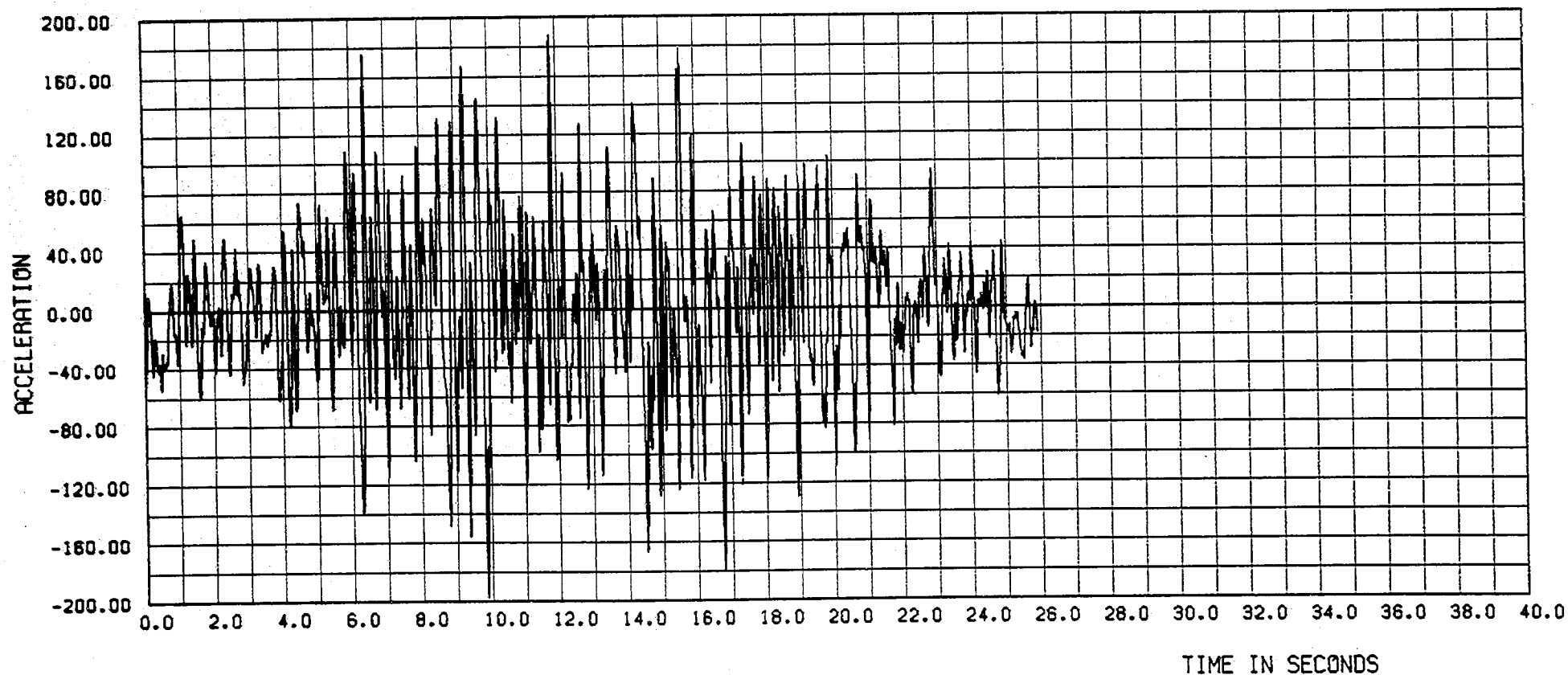


図-4.2(c) 加速度時刻歴(ケース3)

1969 GIFUKEN-TYUBU (YOKOYAMA DAM) 0.2G

MAXIMUM ACCELERATION IS 196.663
OCCURRING AT TIME 1.250
EARTHQUAKE MULTIPLIED BY 1.000

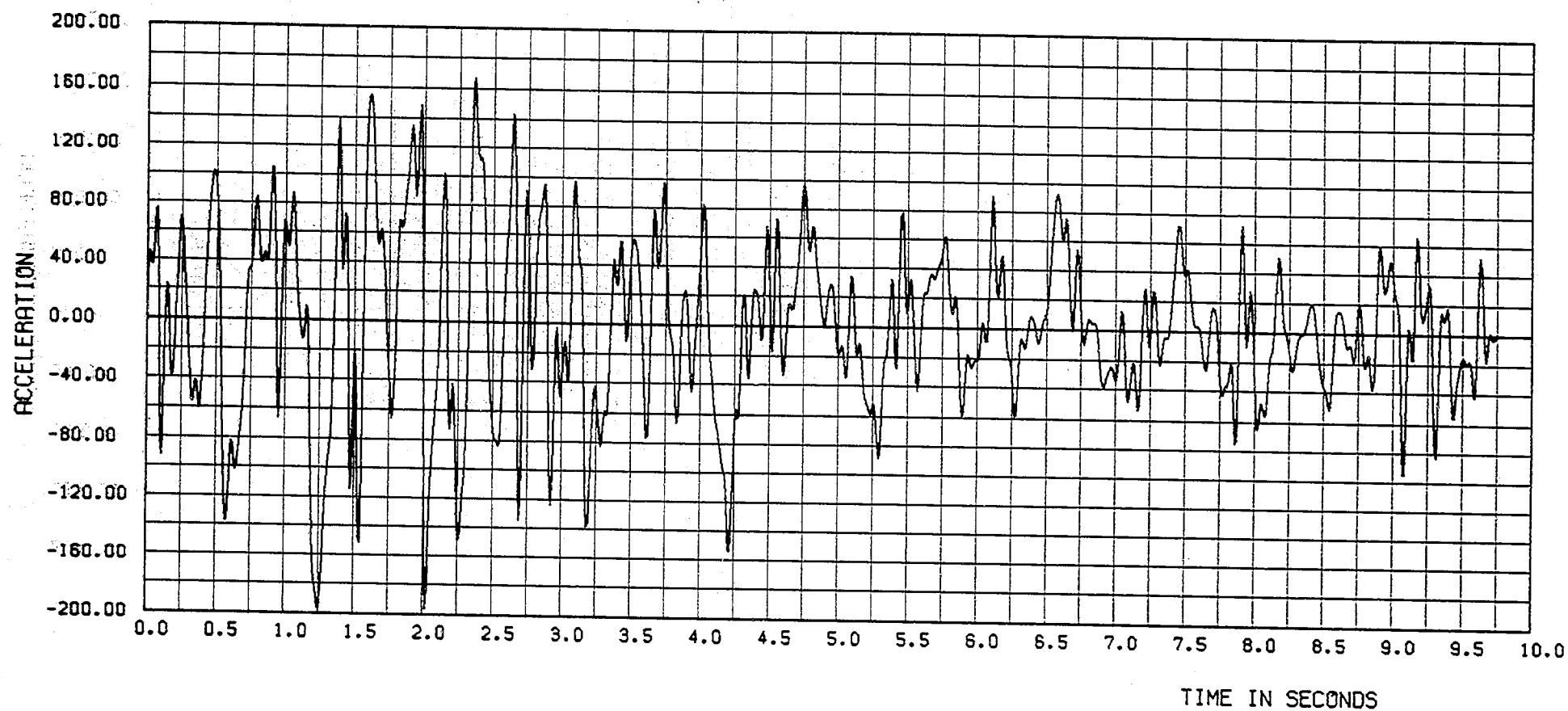


図-4.2(d) 加速度時刻歴(ケース4)

1987 HIDAKA-SANMYAKU (TOKACHI 0.2G) BASE

MAXIMUM ACCELERATION IS 195.972
OCCURRING AT TIME 14.790
EARTHQUAKE MULTIPLIED BY 1.000

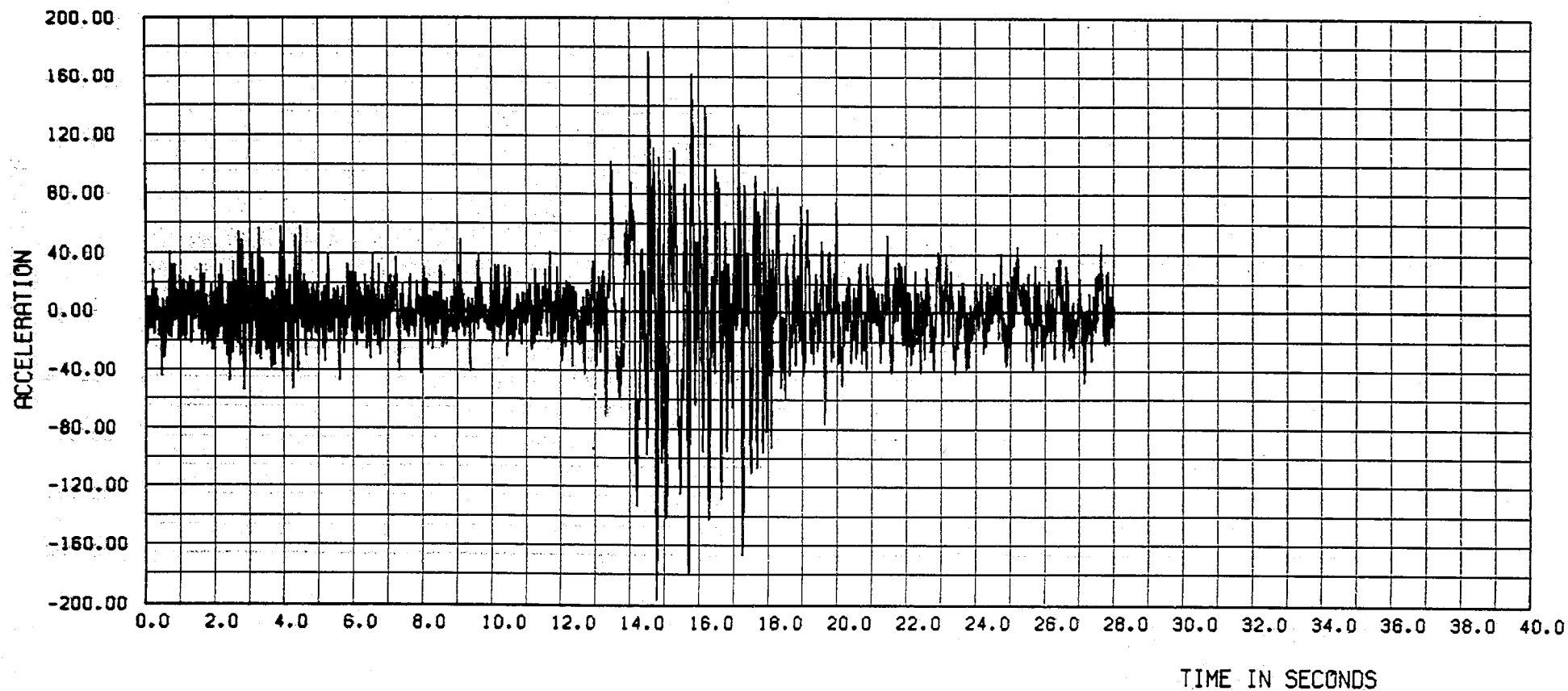


図-4.2(e) 加速度時刻歴(ケース5)

1987 IWATEKEN-TYUBU (GOSH0) 0.2G

MAXIMUM ACCELERATION IS 196.037
OCCURRING AT TIME 13.660
EARTHQUAKE MULTIPLIED BY 1.000

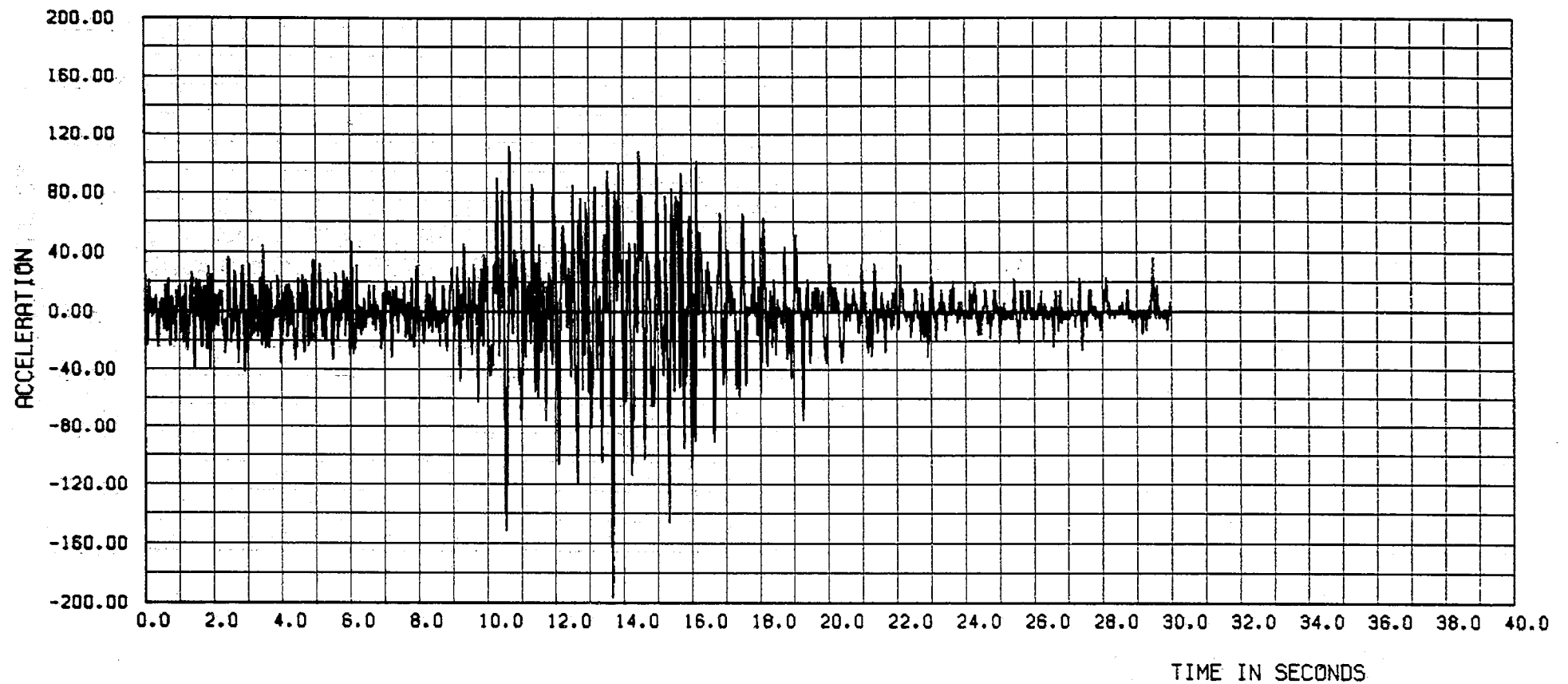


図-4.2(f) 加速度時刻歴(ケース6)

1983 KANAGAWA-SEIBU (MIHO 0.2G) BASE

MAXIMUM ACCELERATION IS 195.229
OCCURRING AT TIME 3.430
EARTHQUAKE MULTIPLIED BY 1.000

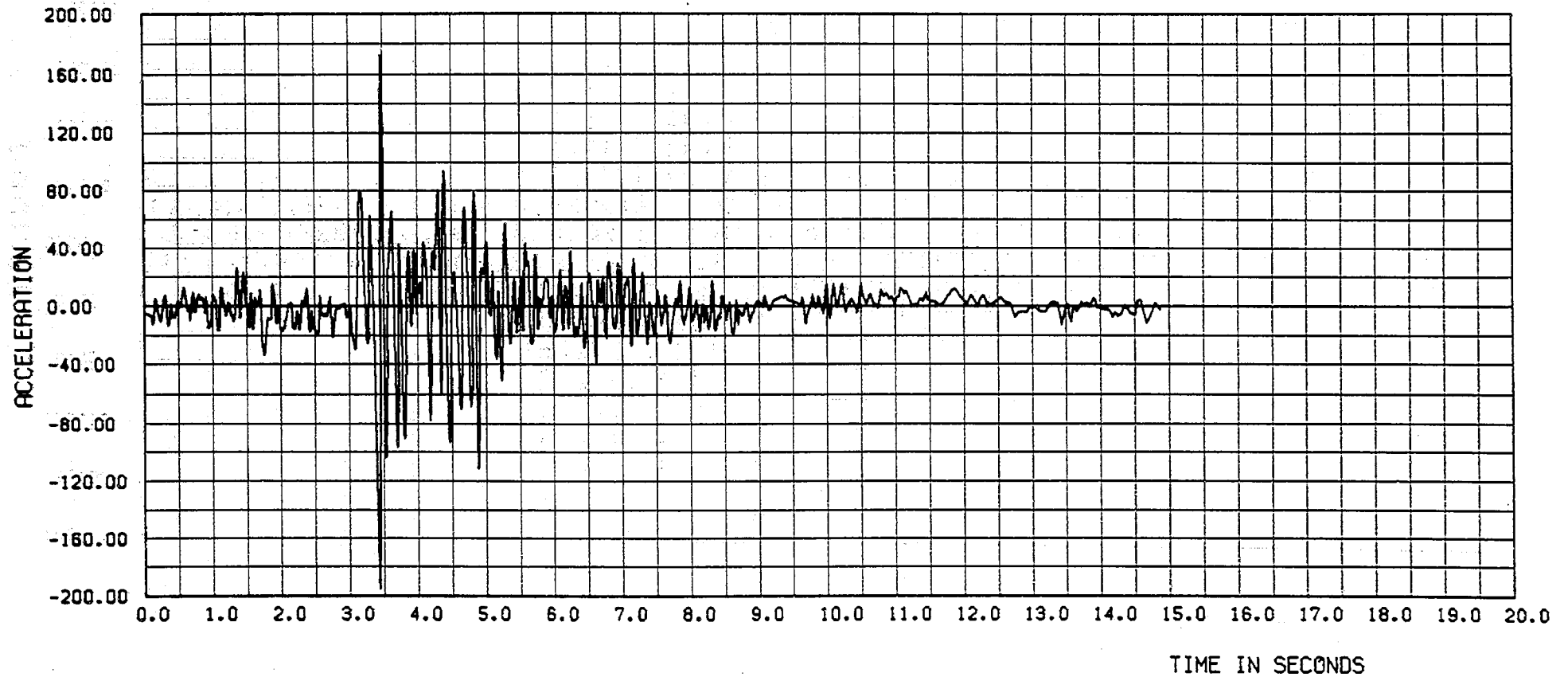


図-4.2(g) 加速度時刻歴(ケース7)

1980 IZUHANTO-OKI (MIHO 0.2G) BASE

MAXIMUM ACCELERATION IS 194.547
OCCURRING AT TIME 7.760
EARTHQUAKE MULTIPLIED BY 1.000

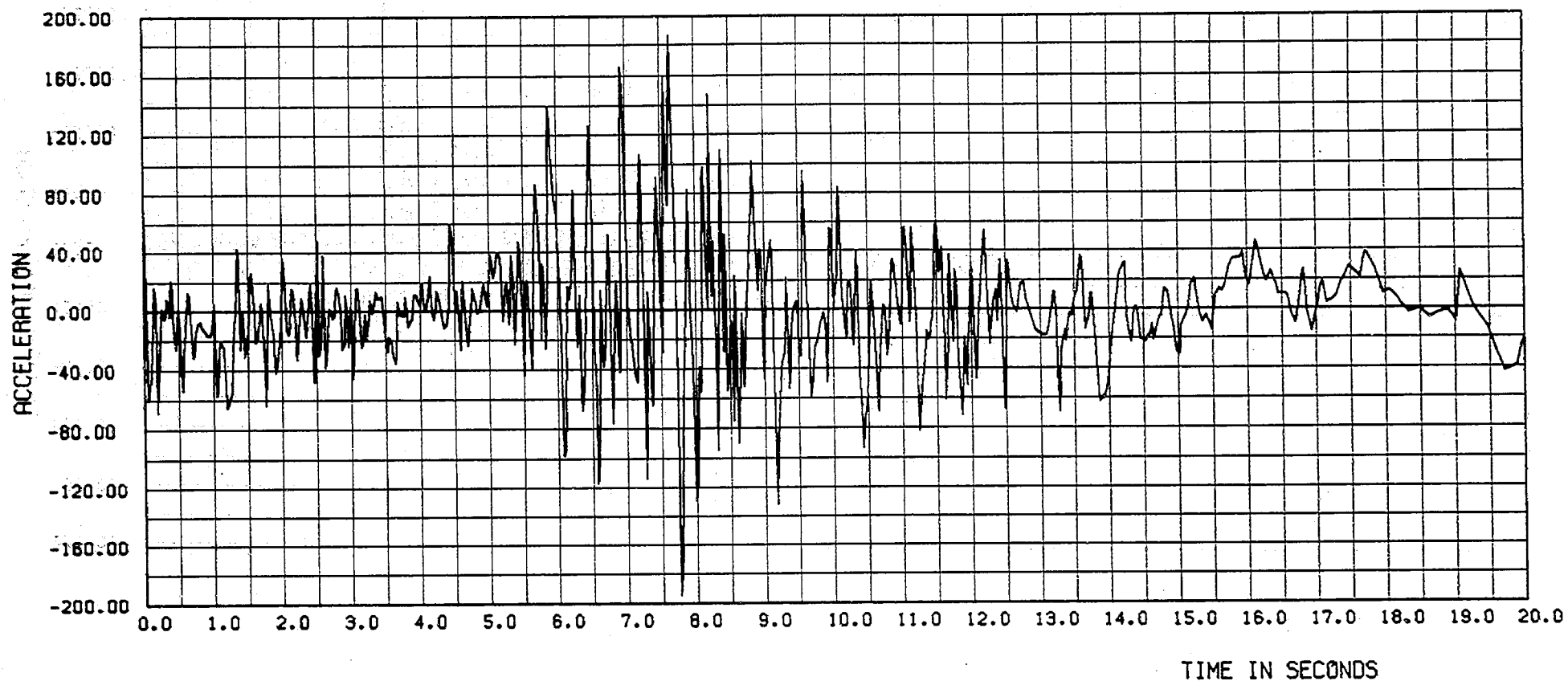


図-4.2(h) 加速度時刻歴(ケース8)

5. 解析結果

5.1 ダム軸最大加速度分布

1次元、2次元動的解析の比較のため、1次元では各標高における地震動継続時間で最大の加速度を、2次元ではダム軸における地震動継続時間で最大の加速度を算出している。

5.1.1 正弦波

各正弦波入力に対するダム軸最大加速度分布を図-5.1 に示す。

地震動の卓越周波数がダムの固有周波数に近い1.5Hzの時にダム軸最大加速度は最も大きくなり、天端におけるダム軸最大加速度の基礎入力最大加速度に対する応答倍率は解析手法によって約4.2~4.5程度の値をとる。地震動の卓越周波数がダムの固有周波数に比べて小さくなるにしたがって、ダム軸最大加速度分布は直線分布となり、基礎入力最大加速度で与えられる一様分布形状に近づいていく。逆に、大きくなる場合には加速度分布形状として天端付近のみで応答倍率が急増するようになるが、天端の応答倍率は次第に小さくなっていく。

解析手法の違いについてみると2次元動的解析のダム軸最大加速度分布は3.0Hz以下の周波数では同様の結果が得られている。1次元動的解析SHAKEMのダム軸最大加速度分布形状は2次元動的解析結果とほぼ対応するが、天端における加速度はやや大きめの値を示し、高周波数になるほどその傾向は強くなる。周波数4.0Hzの正弦波ではそれぞれの結果はあまり対応していない。モード重畳法は2.0Hz以下の周波数で他の手法とほぼ同様の結果が得られ、それより高い周波数では他の解析手法の分布形状とは異なってくる。

5.1.2 実地震動

各実地震動に対するダム軸最大加速度分布の結果を図-5.2 に示す。

天端における最大加速度はケース1が最も大きく、最大卓越周波数がダム堤体の固有周波数に近いケース4に比べて解析手法により約220~300gal程度大きくなる。地震動の最大卓越周波数と堤体の固有周波数の関係から想定される結果とは矛盾するが、実地震動は正弦波とは異なり様々な周波数成分を有しており、これらの影響を受けるために生じたものと考えられる。また、ケース1のときの応答倍率は解析手法によって約3.3~3.6の値をとり、正弦波の場合に比べて小さくなっている。各地震動の加速度分布形状も同様の影響を受けて複雑になっている。ダム中・低標高での応答倍率についてみると1を下回るケースが多く、最大卓越周波数の高い地震動のケースでその傾向が顕著であり、正弦波の結果から応答倍率の低い高周波数成分の影響が大きく表れているものと考えられる。

図-5.3 に各解析手法のダム軸最大加速度分布の平均値を示す。縦軸は天端からの距離 y をダム高さ H で無次元化したものであり、横軸は各地震動によるダム軸最大加速度の平均を基礎入力最大加速度で無次元化したものである。平均的な1次元と2次元動的解析結果の無次元ダム軸最大加速度分布

には明確な差がある。1次元動的解析の方がやや大きめの値を示し、2次元動的解析の結果と比べて天端で約15%程度大きくなっている。

5.2 円弧すべり土塊平均加速度分布

5.2.1 正弦波

図-5.4 に示すように円弧は天端の中央を通るものと仮定し、天端から円弧堤体内最下点までの鉛直距離を円弧高さ y としている。各正弦波に対する円弧すべり土塊の平均加速度と円弧高さの関係を図-5.5 に示す。縦軸は円弧高さ y をダム高さ H で無次元化している。円弧高さが大きくなるほど平均加速度は小さくなり、卓越周波数が3.0Hz以上の正弦波に対して、ダム基礎を通る円弧の平均加速度は基礎最大加速度より小さくなる。堤体の固有周波数に近い $F=1.5\text{Hz}$ のケースでは、ダム基礎における平均加速度が基礎加速度の約2倍、ダム天端における平均加速度が約4倍程度になる。地震動の周波数が堤体の固有周波数に比べて大きくなればなるほど、平均加速度は減少する傾向にある。

解析手法の違いについてみると、モード重畳法を除く他の解析手法による平均加速度は、卓越周波数4.0Hzの場合を除いてほぼ同じ結果が得られている。モード重畳法は、SHAKEMの結果と比較すると周波数1.0Hzでは大きく算定し、周波数2.0Hzでは逆に小さく算定するが、堤体の固有周波数に近い1.5Hzと3.0Hz以上の周波数に対しては両者の結果はほぼ一致している。

Martin et al.⁹⁾の結果である図-1.5 と比較するために、天端の最大加速度で無次元化した円弧すべり土塊の平均加速度と円弧高さの関係をとりまとめ、その結果を図-5.6 に示す。図-1.5 は実地震動を用いて得られた結果であり、無次元平均加速度分布の変動幅は正弦波の場合と比べて小さい。堤体の固有周波数より低い1.0Hzの場合の無次元平均加速度分布はMardisi and Seedの実地震動の結果から大きくはずれている。これは図-5.1 からわかるように周波数1.0Hzにおける天端の最大加速度がほとんど増幅されずに小さな値をとることから、無次元平均加速度が円弧高さの増加に伴って相対的に大きくなったものである。

5.2.2 実地震動

各地震動に対する円弧すべり土塊の最大平均加速度と円弧高さの関係を図-5.7 に示す。円弧高さが大きくなるほど円弧すべり土塊の平均加速度は小さくなり、ダム基礎における平均加速度は基礎入力最大加速度とほぼ等しいかそれより小さい。また、最大卓越周波数の高い地震動ほどダム基礎における平均加速度は小さくなる傾向にある。正弦波の結果から正弦波の卓越周波数が大きくなるにつれてダム基礎における平均加速度は小さくなり、地震動の高周波成分も同様の影響を与えているものと考えられる。

ダム天端における平均加速度は地震動の最大卓越周波数が0.59Hzであるケース1で最大となり、平均加速度の基礎加速度に対する応答倍率はFLUSHを除いてほぼ等しく約3.5倍となっている。FLUSHの応答倍率はやや低く約3.3倍である。ケース5の平均加速度はケース1について2番目に大きい。ケース5の最大卓越周波数は2.39Hzである。ケース4の地震動の最大卓越周波数は堤体の固有

周波数に最も近いが、ケース4の平均加速度はケース1と比べて天端で約300gal程度小さくなっており、最大卓越周波数だけでは天端における平均加速度の大小の傾向はつかめない。

解析手法の違いについてみると、1次元および2次元動的解析の平均加速度分布はそれぞれほぼ同様の結果が得られている。1次元動的解析の方が平均的にみて2次元動的解析に比べて若干大きめの値を示し、天端付近で10～20%程度の差が生じている。平均加速度が最も大きくなるケース1の場合をみると、平均加速度はFLUSHが他の手法に比べて高標高部でやや小さめの値をとるが、その差は天端で4～7%しかなく、いずれの解析手法もほぼ近い結果が得られることがわかった。これはそれぞれの解析手法でほぼ等しい平均加速度分布となる1.0～3.0Hzの周波数領域の成分の占める割合がケース1は高いことを意味している。この周波数領域は平均加速度の応答倍率が高いことから、ケース1で平均加速度が最大となる結果は妥当なものと考えられる。

ここで特筆されるのは、平均加速度の算定にあたって最も簡便なモード重畳法を用いて精度的にもほぼ満足できる結果が得られることが明かになったことである。

天端の最大加速度で無次元化した平均加速度と円弧高さの関係を図-5.8に示す。無次元平均加速度分布は1次元および2次元動的解析でそれぞれほぼ同じ形状となっている。無次元平均加速度分布の変動幅は中標高部で1次元動的解析の方が2次元動的解析に比べて大きく、1次元動的解析の分布は平均的にやや左上がりになる傾向がある。また、1次元動的解析の分布が曲線形状を示すのに対して2次元動的解析の分布は直線的である。

図-5.9は、今回行った各動的解析手法による無次元平均加速度分布の平均値をMakdisi and Seed⁹⁾とLuan et al.¹⁰⁾の結果と比較したものである。2次元動的解析の分布は、Luan et al.の分布とほぼ一致しておりMakdisi et al.の結果とは異なっている。Luan et al.は築堤材料のせん断弾性係数を実測と対応するように放物線近似で与えて解析しているのに対し、Makdisi et al.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平均加速度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無次元平均加速度分布は2次元動的解析の分布に比べて左側にずれるが、これは1次元動的解析における天端の最大加速度が2次元動的解析に比べて約15%程度過大に評価しているためである。また、1次元と2次元の無次元平均加速度分布は円弧高さ y/H が0.3以上ではほぼ平行になっている。

Makdisi et al.やLuan et al.は、無次元平均加速度分布を図-5.9の曲線で表してすべり量の算定に用いているが、この分布は単純な平均値でしかなく地震動の周波数特性と堤体の固有周波数の関係を考慮していない。平均加速度はこれらの関係に大きく左右され、ケース2,3の地震動に対して前述の分布を適用すると中低標高部での平均加速度を過小評価してしまうことになる。さらに、天端の最大加速度を1次元動的解析で推定するのか2次元動的解析で推定するのか、またせん断弾性係数を一定と仮定するのか拘束圧を考慮するのかで図-5.9に示しているように無次元平均加速度分布曲線が異なってくる。これらのことを考慮せずに、単純に天端の最大加速度を設定して平均加速度を推定すると大きな誤差を生じる恐れがある。

無次元平均加速度分布の平均値で各標高における平均加速度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ることを認識する必要がある。

5.3 ダム軸最大せん断応力分布

ダム軸における水平面上の最大せん断応力分布を図-5.10 に示す。なお、応力は動的応力のみで初期の静的応力は含まれていない。

1次元動的解析の場合は水平方向に一様なせん断応力が作用するものとしてせん断応力を算出しているのに対して、2次元動的解析では要素毎のせん断応力を算出していることから、1次元と2次元の解析結果は異なってくる。2次元動的解析において算定される水平方向の最大せん断応力分布は、ダム軸で最大値をとる山型形状を示し、ダム軸におけるせん断応力は2次元解析の方が大きくなる。結果をみると1次元動的解析の最大せん断応力に比べてダム基礎で40～60%、中標高で20～40%程度大きくなっている。

解析手法の違いについてみると、1次元および2次元動的解析のダム軸における水平面の最大せん断応力分布は、それぞれほぼ同様の結果が得られている。

ダム軸最大せん断応力は、ダム堤体の固有周波数に比べて最大卓越周波数が低いケースほど大きくなる傾向にあり、ケース1が最大となっている。ケース1におけるダム基礎での最大せん断応力は約 2.5kg/cm^2 （2次元動的解析）となっている。

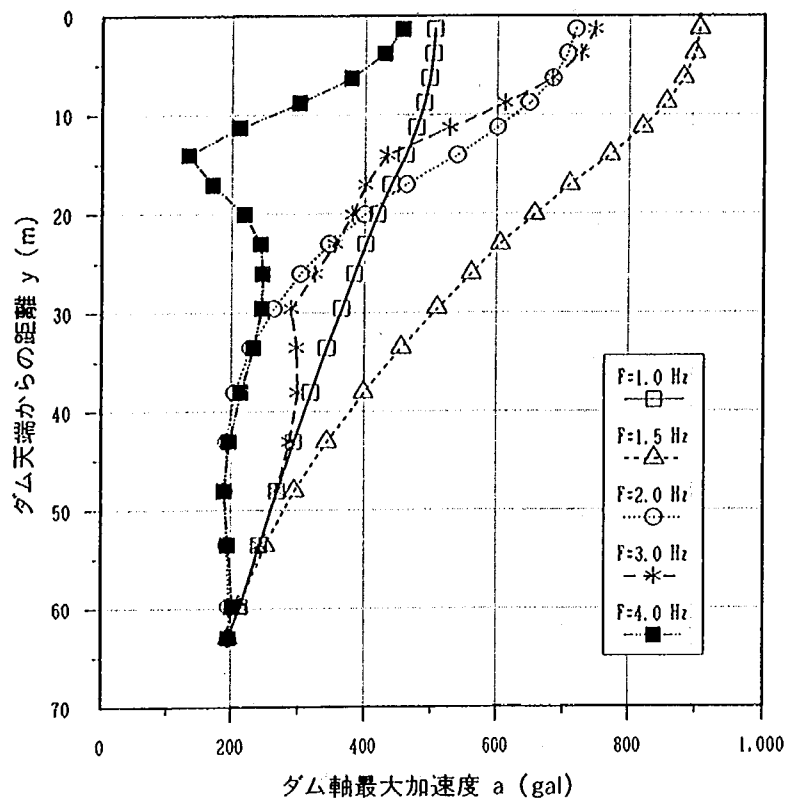


図-5.1(a) ダム軸最大加速度分布(モード重畳法)

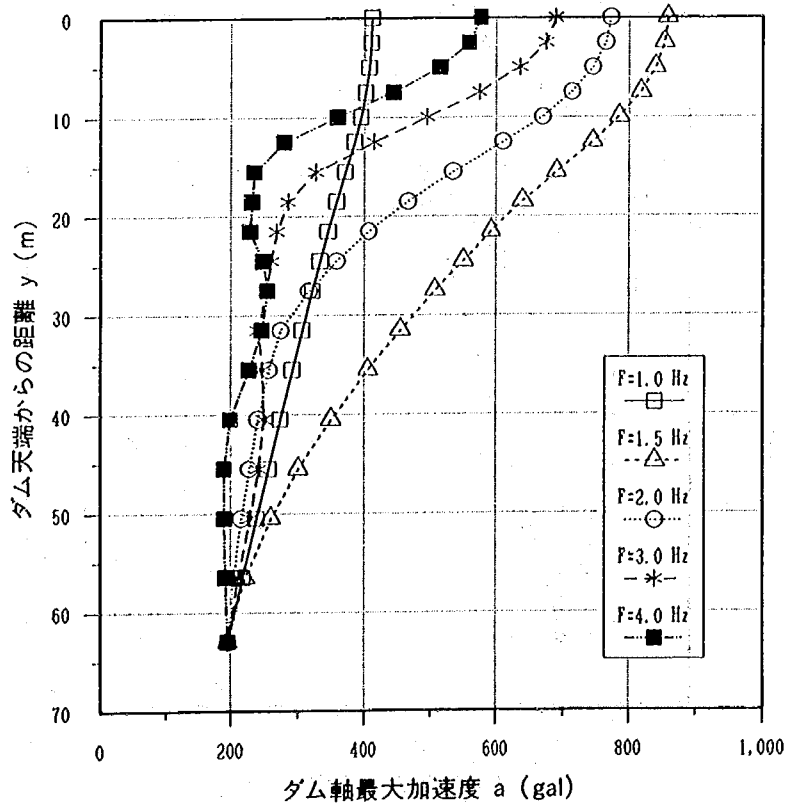


図-5.1(b) ダム軸最大加速度分布(SHAKEM)

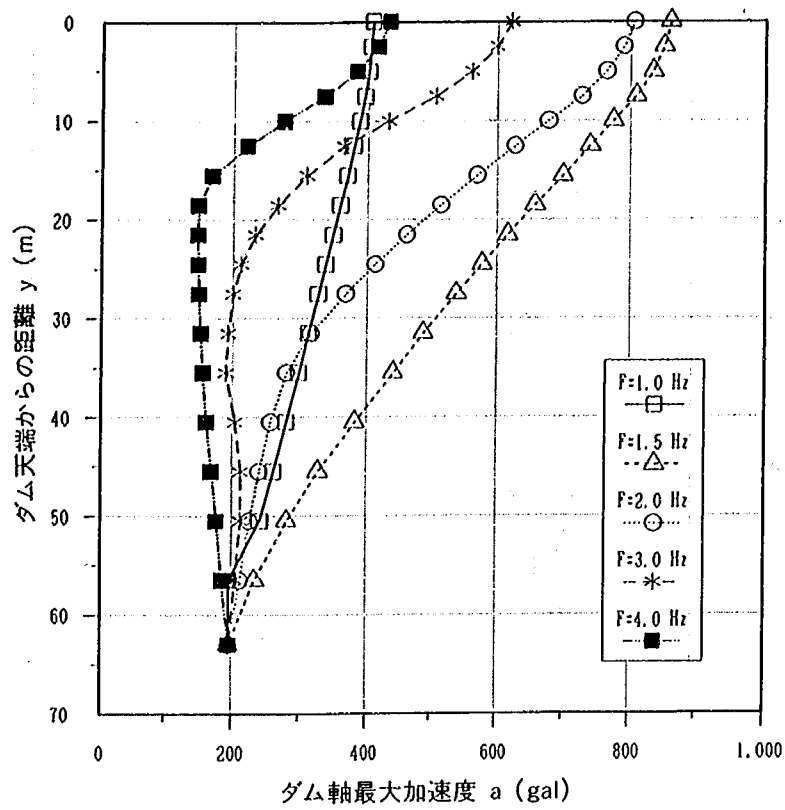


図-5.1(c) ダム軸最大加速度分布(QUAD-4)

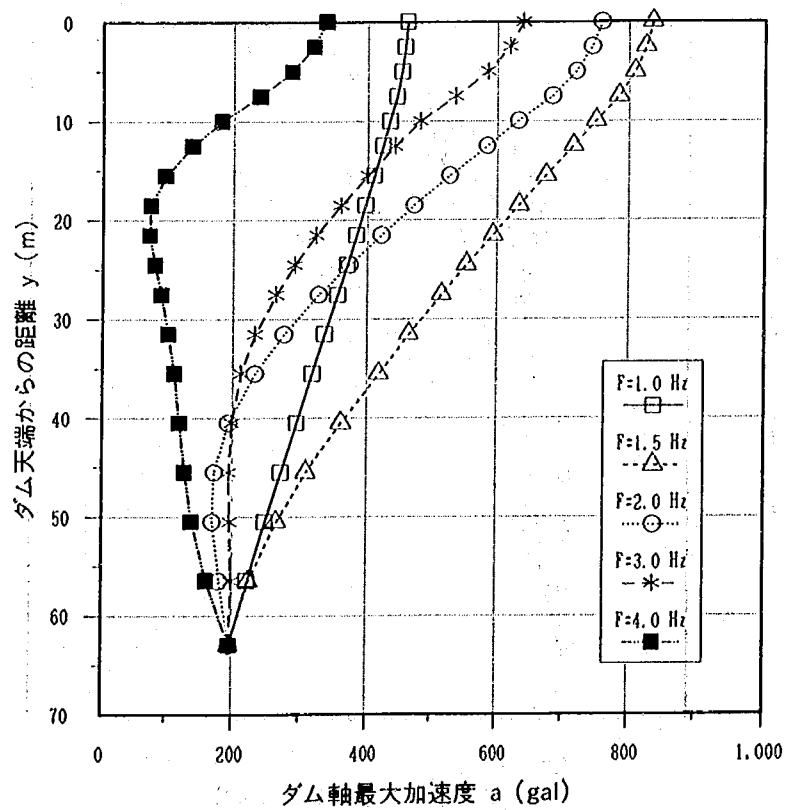


図-5.1(d) ダム軸最大加速度分布(FLUSH)

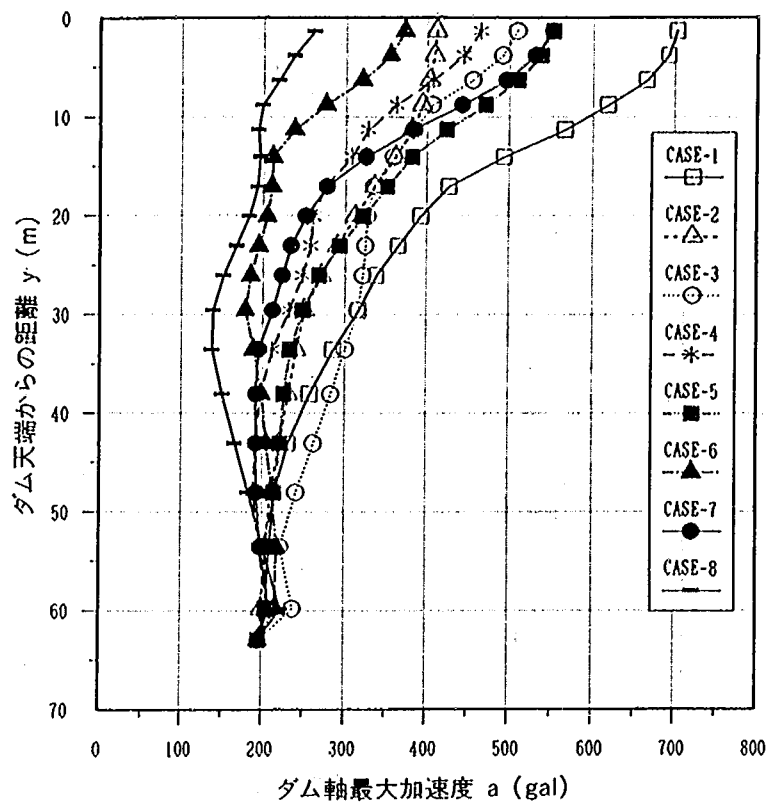


図-5.2(a) ダム軸最大加速度分布(モード重畳法)

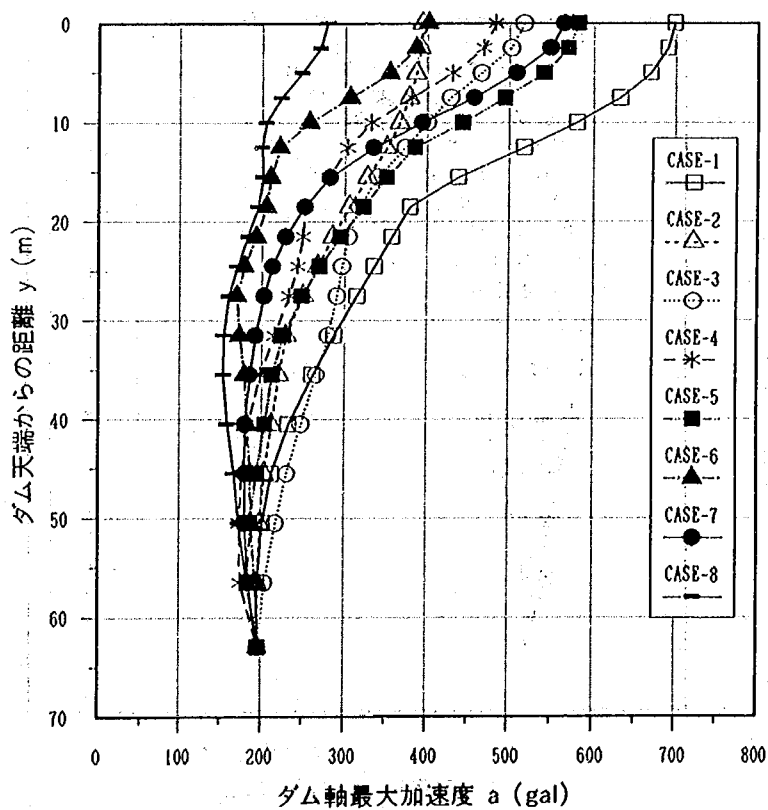


図-5.2(b) ダム軸最大加速度分布(SHAKEM)

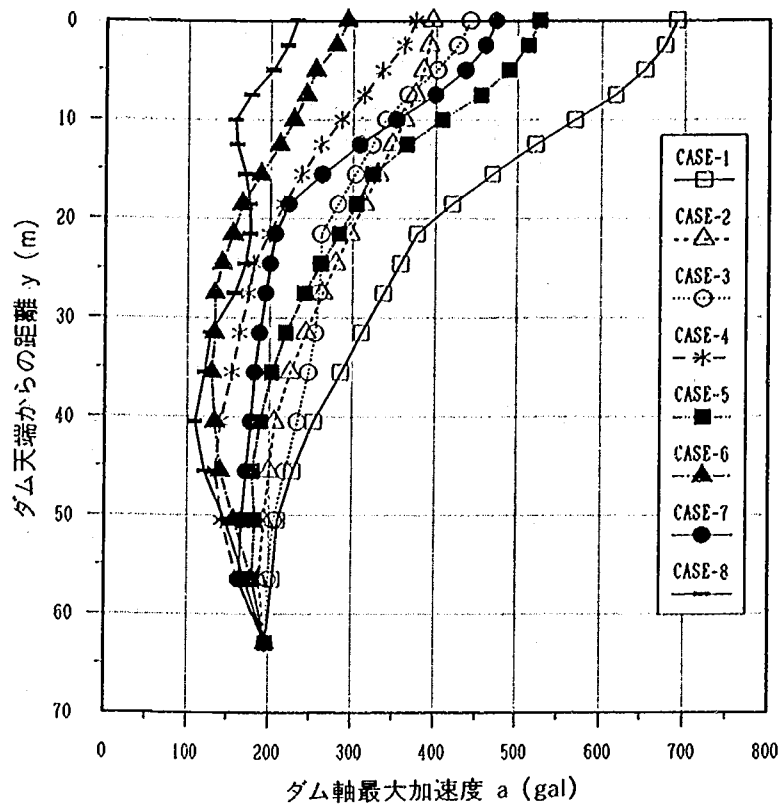


図-5.2(c) ダム軸最大加速度分布(QUAD-4)

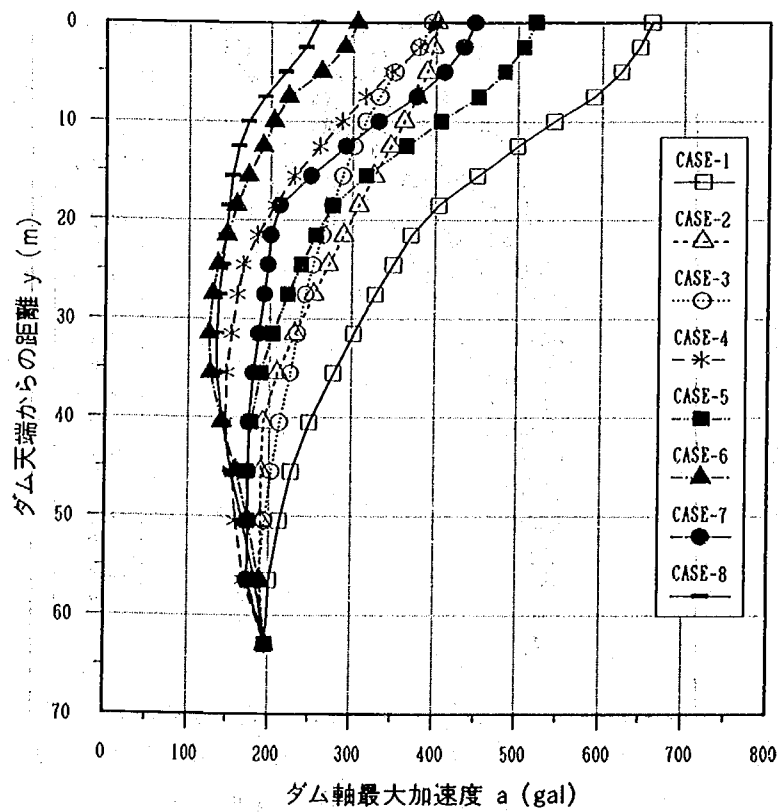


図-5.2(d) ダム軸最大加速度分布(FLUSH)

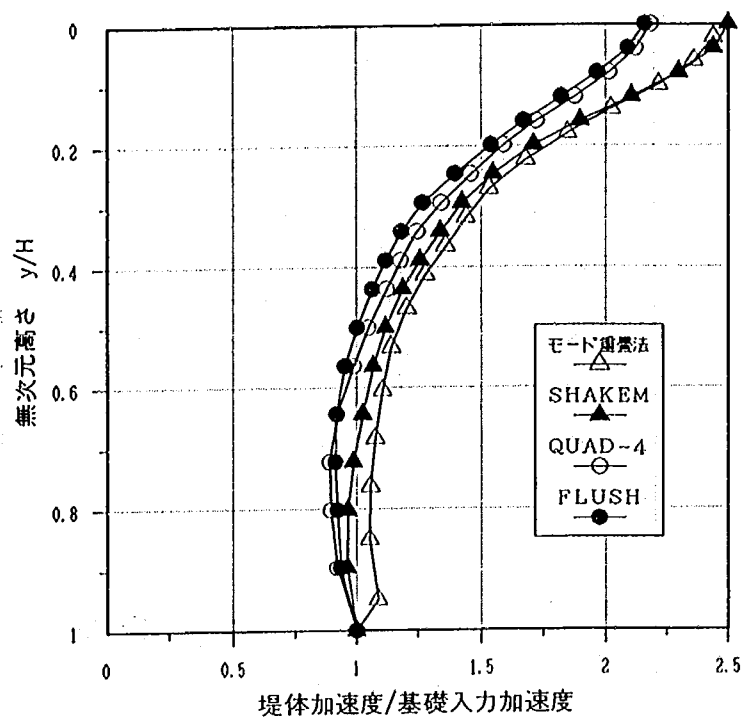


図-5.3 ダム軸最大加速度の平均分布

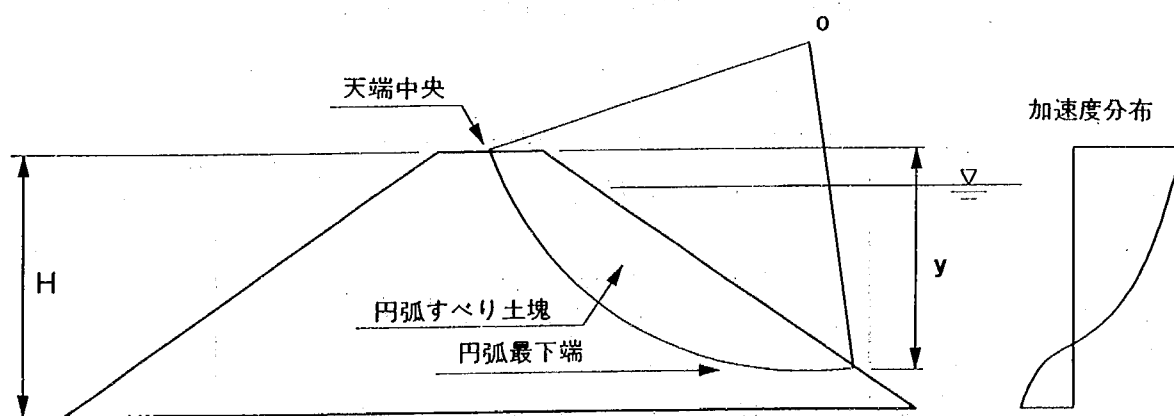


図-5.4 円弧すべり土塊模式図

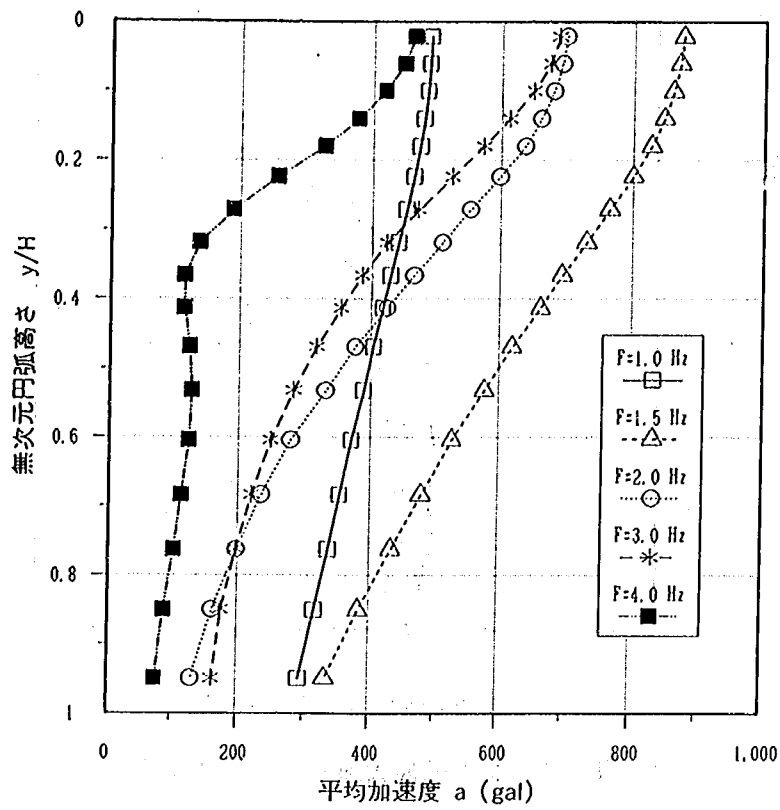


図-5.5(a) 平均加速度分布(モード重畳法)

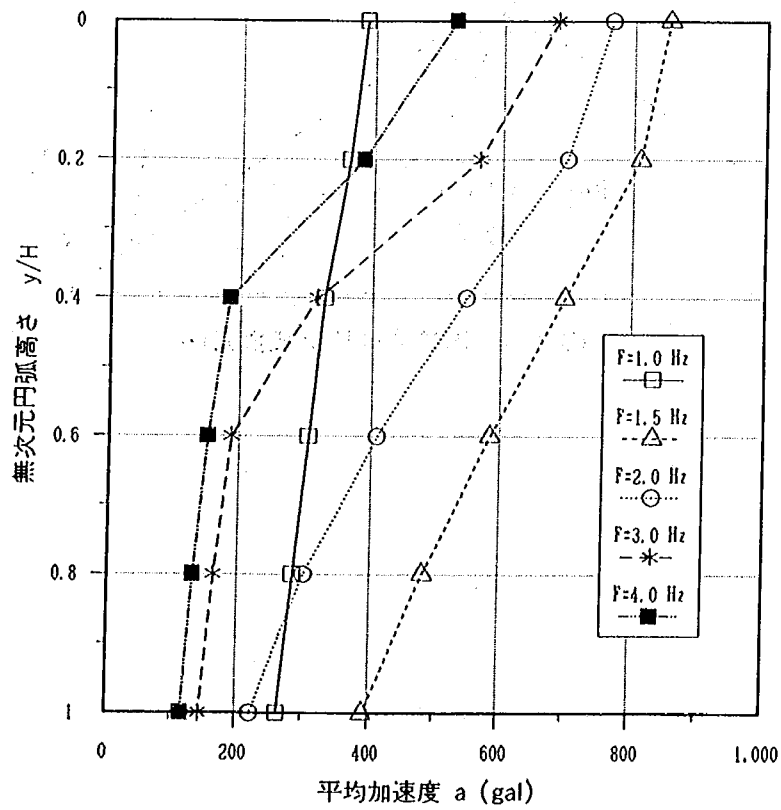


図-5.5(b) 平均加速度分布(SHAKEM)

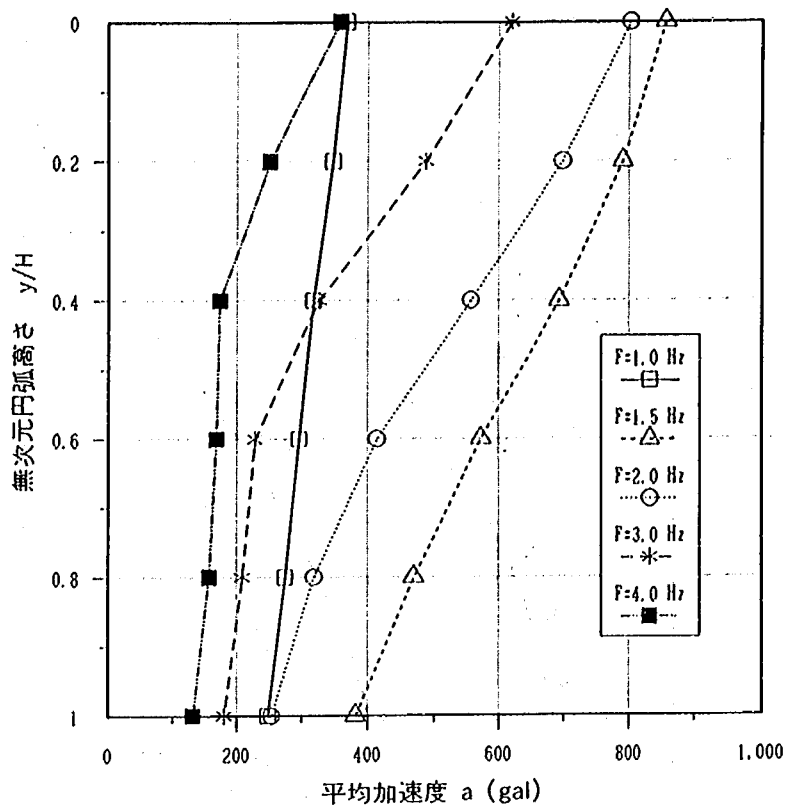


図-5.5(c) 平均加速度分布(QUAD-4)

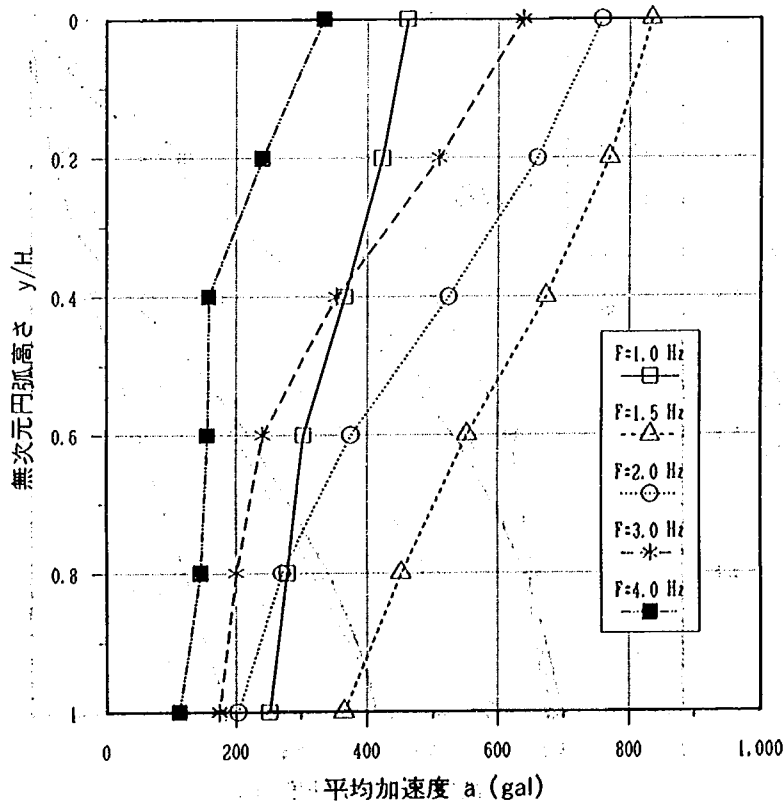


図-5.5(d) 平均加速度分布(FLUSH)

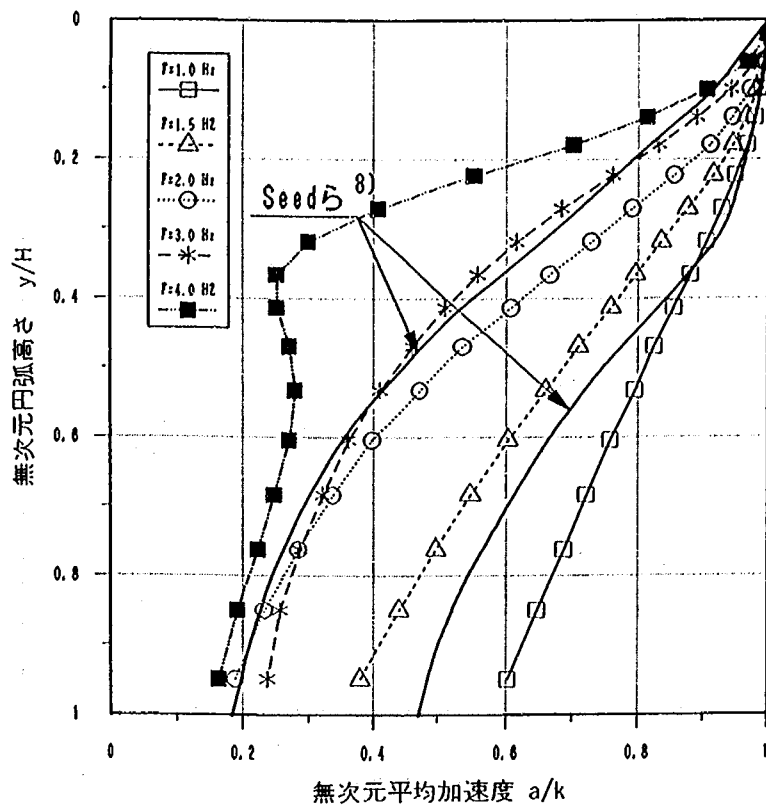


図-5.6(a) 無次元平均加速度分布(モード重畳法)

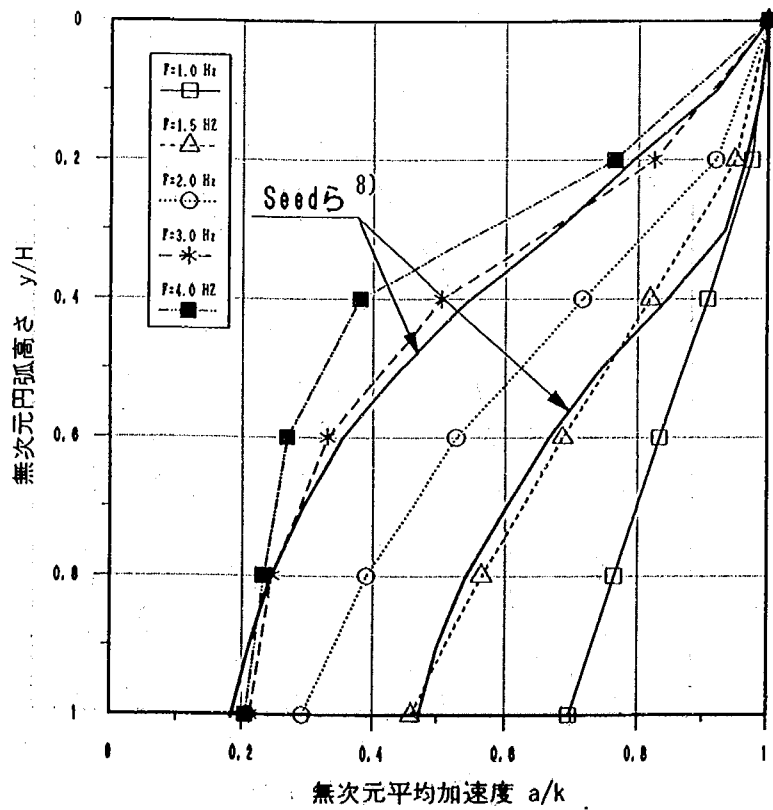


図-5.6(b) 無次元平均加速度分布(SHAKEM)

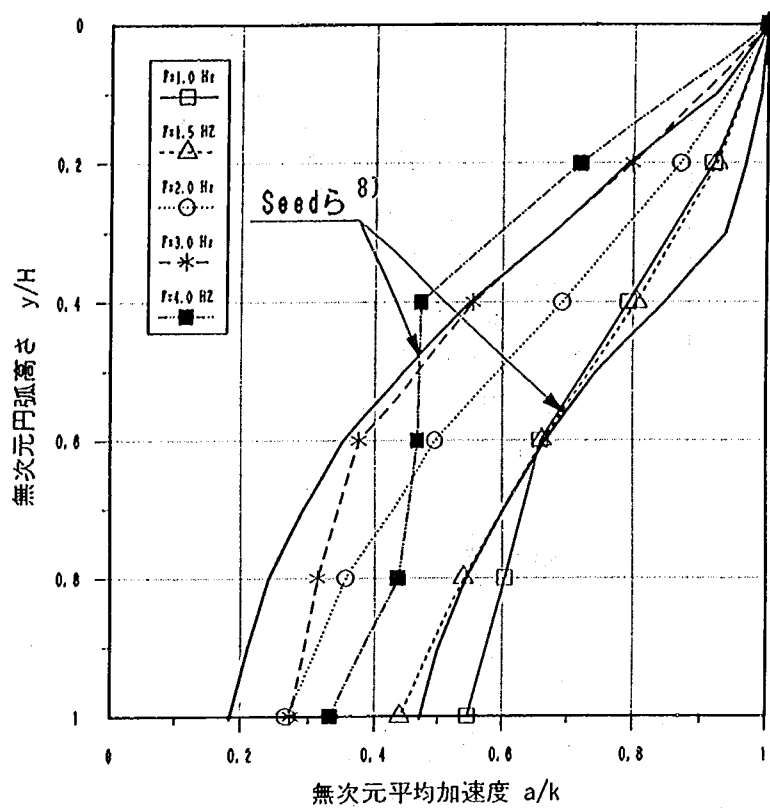


図-5.6(c) 無次元平均加速度分布(QUAD-4)

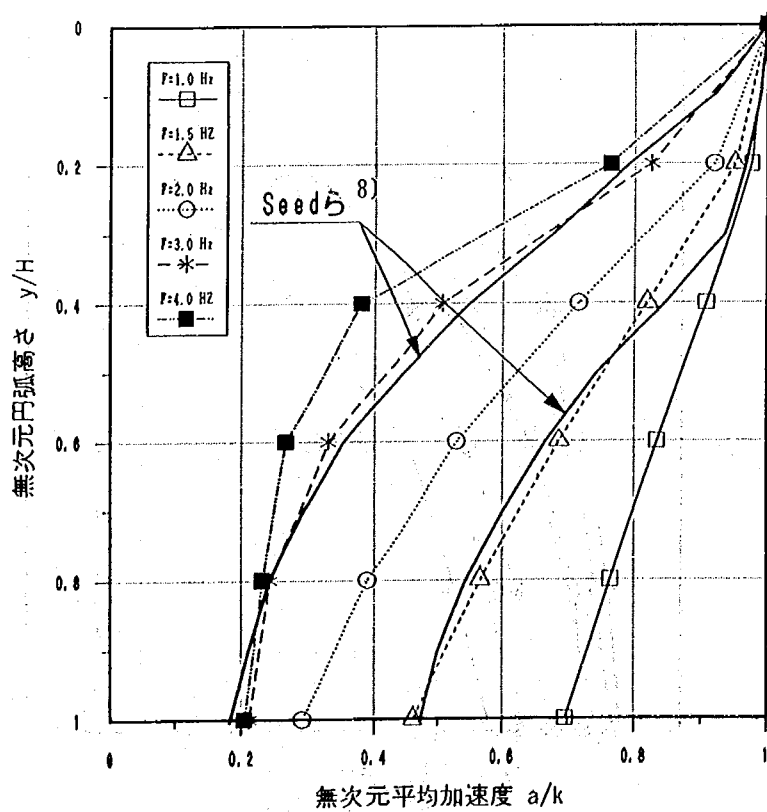


図-5.6(d) 無次元平均加速度分布(FLUSH)

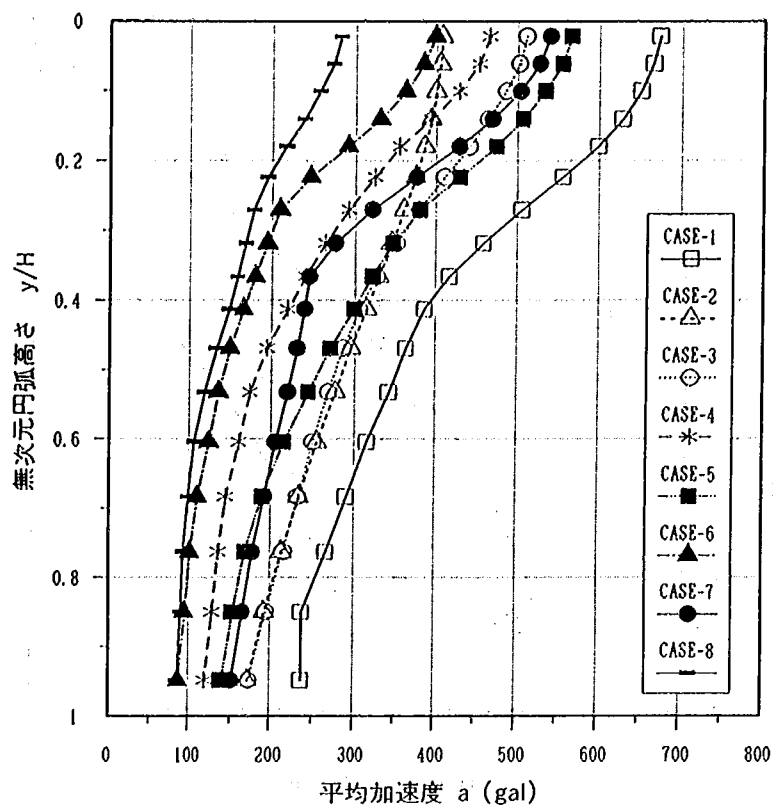


図-5.7(a) 平均加速度分布(モード重畳法)

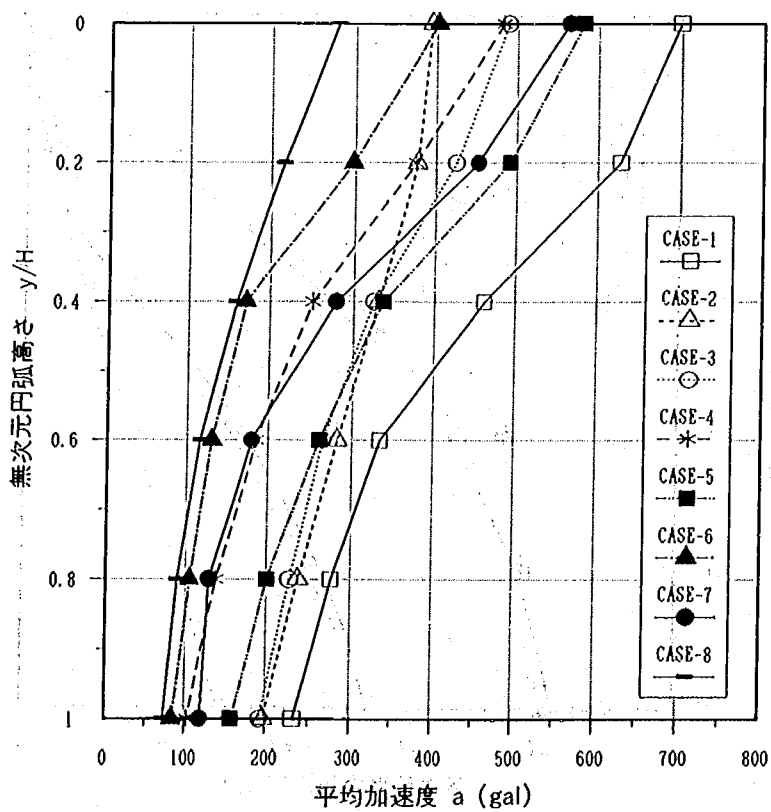


図-5.7(b) 平均加速度分布(SHAKEM)

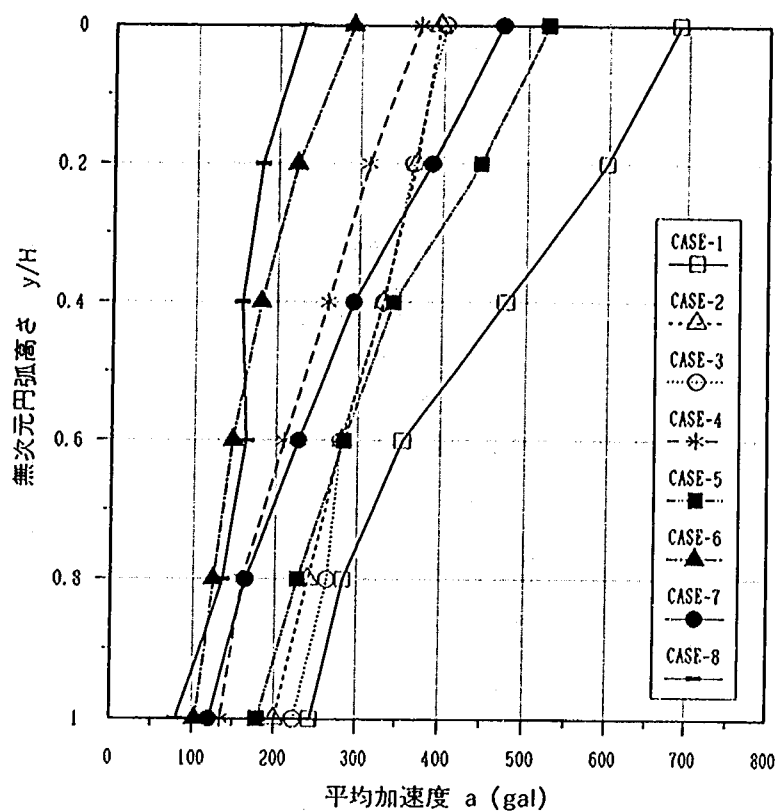


図-5.7(c) 平均加速度分布(QUAD-4)

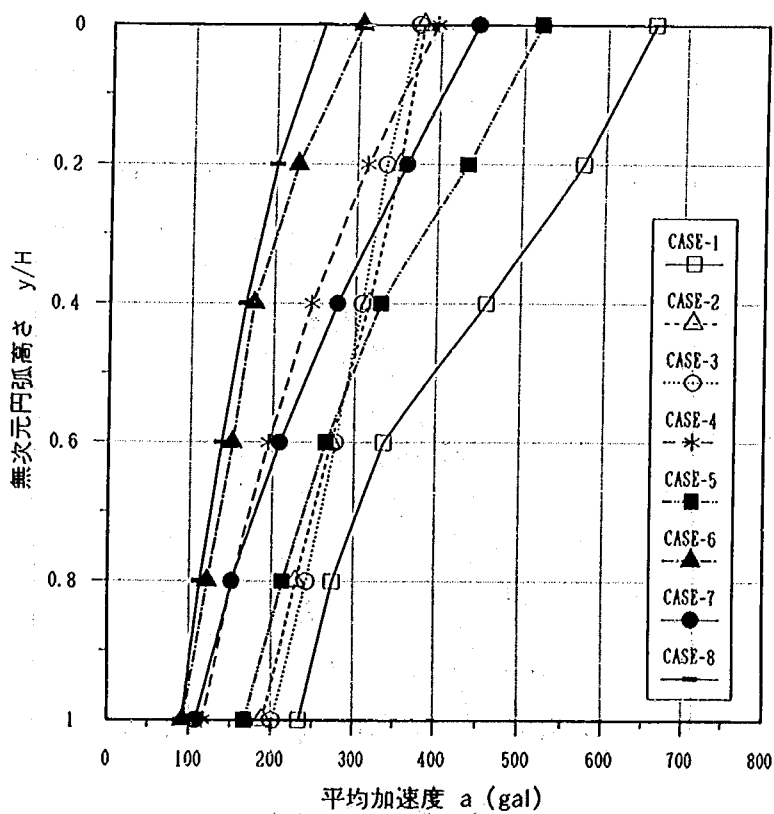


図-5.7(d) 平均加速度分布(FLUSH)

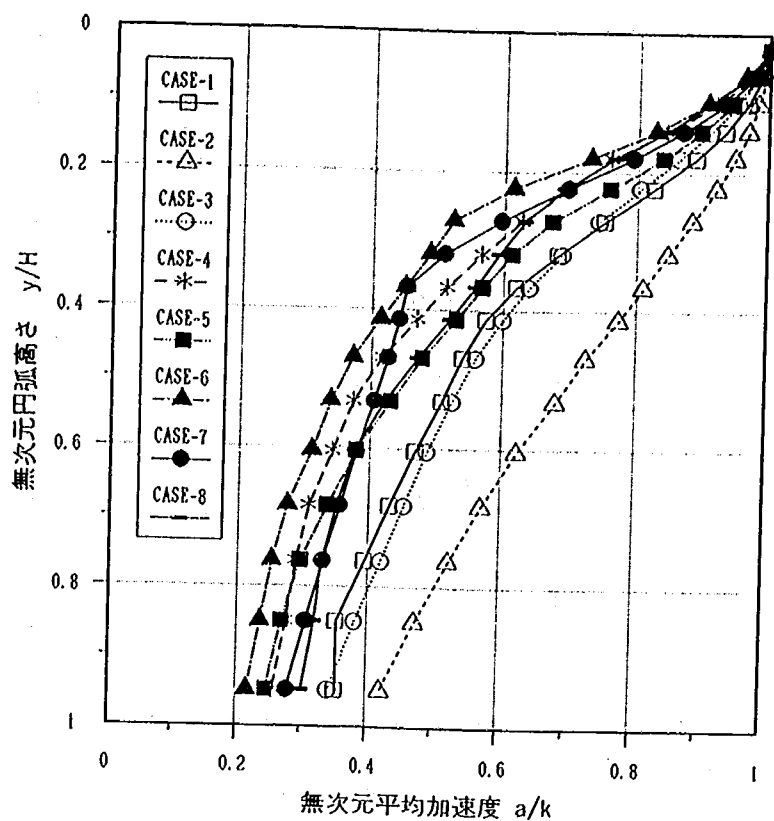


図-5.8(a) 無次元平均加速度分布(モード重畳法)

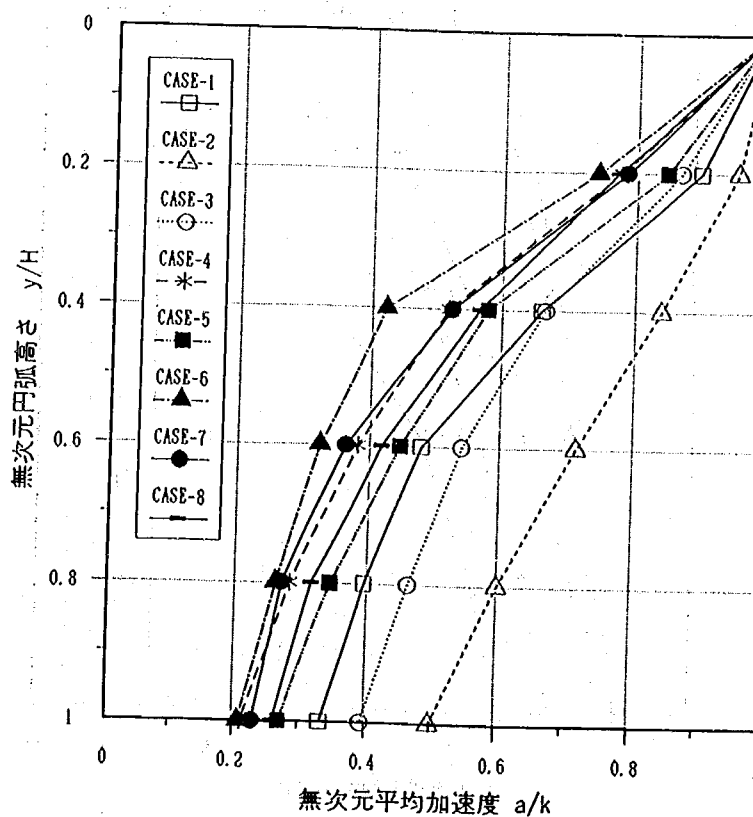


図-5.8(b) 無次元平均加速度分布(SHAKEM)

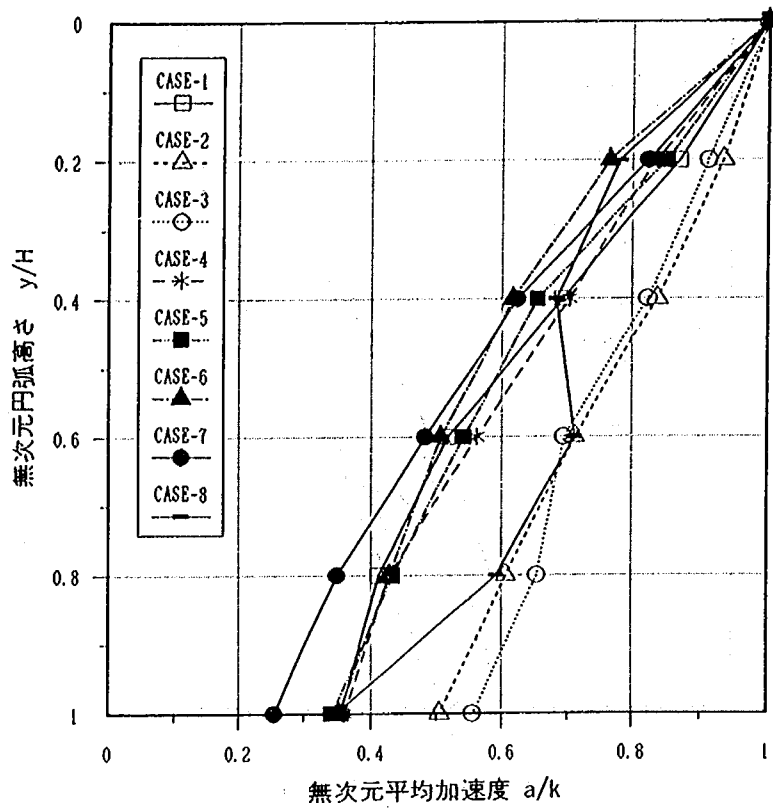


図-5.8(c) 無次元平均加速度分布(QUAD-4)

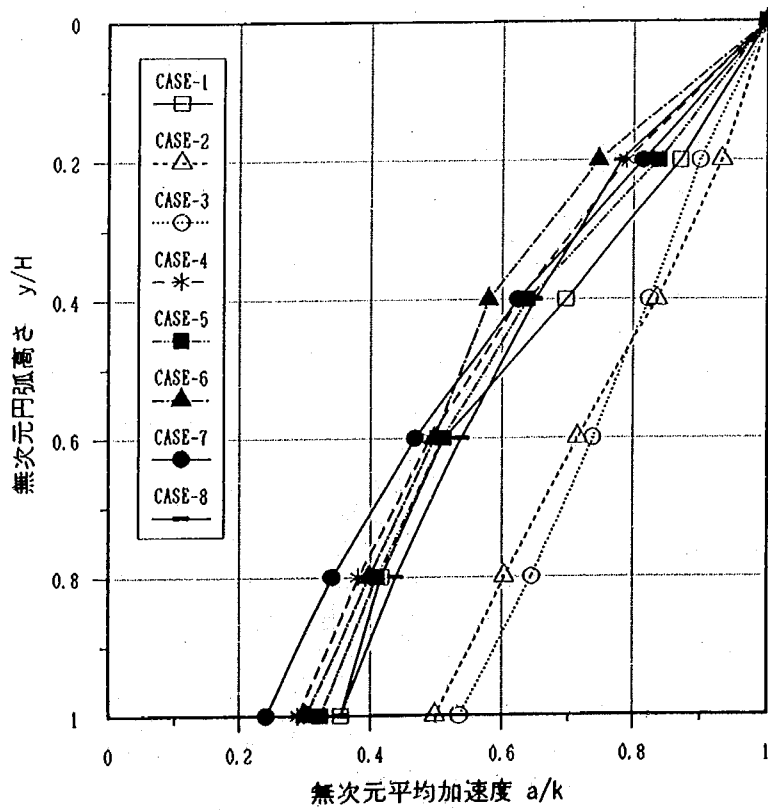


図-5.8(d) 無次元平均加速度分布(FLUSH)

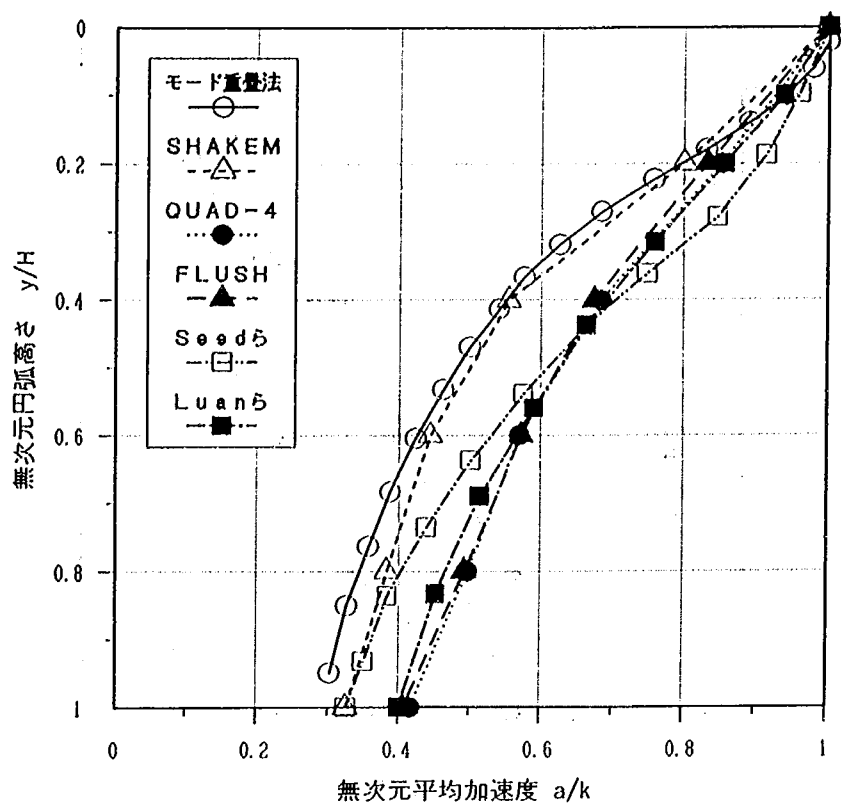


図-5.9 無次元平均加速度分布平均値の比較

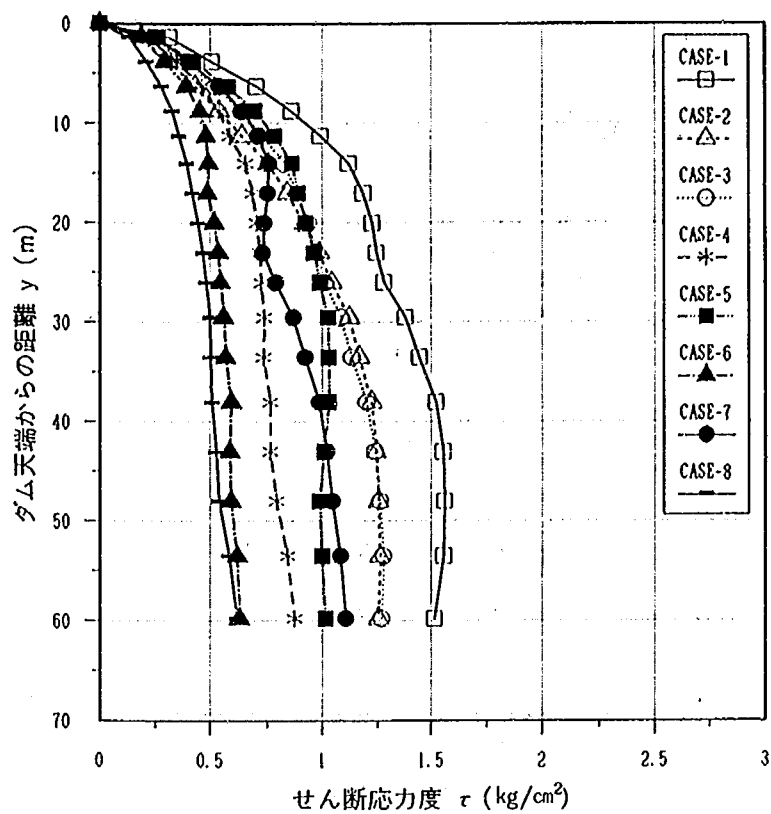


図-5.10(a) 最大せん断応力度分布(モード重畳法)

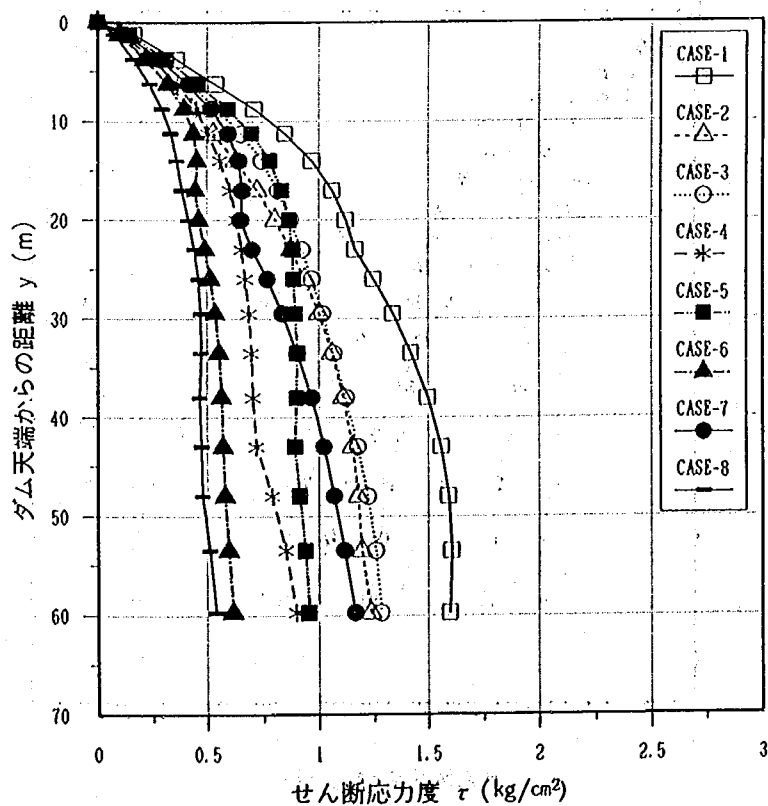


図-5.10(b) 最大せん断応力度分布(SHAKEM)

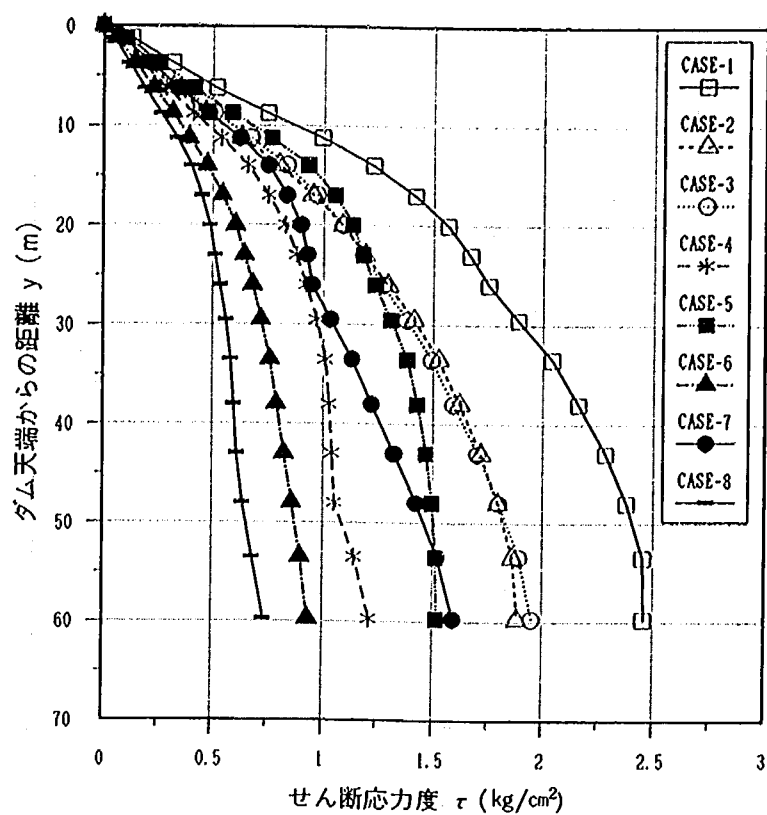


図-5.10(c) 最大せん断応力度分布(QUAD-4)

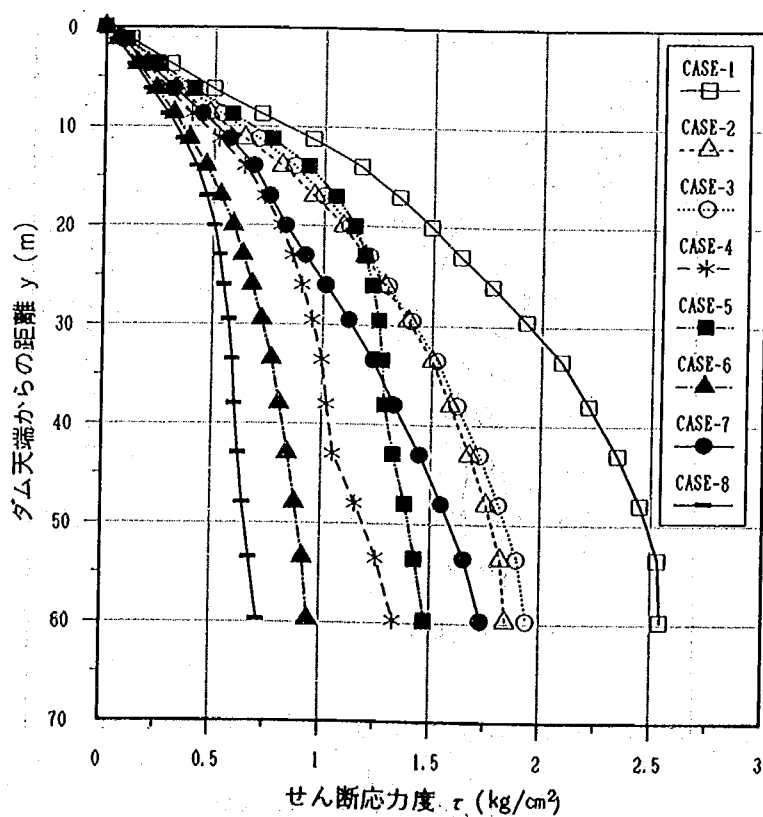


図-5.10(d) 最大せん断応力度分布(FLUSH)

6. 平均加速度簡易推定手法

円弧すべり土塊の平均加速度は地震動の周波数特性に依存しており、周波数によって応答は異なる。正弦波の場合には周波数成分は単一であるが、実地震動は様々な周波数成分を有しており、単純に平均加速度を推定できない。実地震動の平均加速度は個々の周波数成分に着目してそれぞれの応答値を求めることにより推定もできるが、これでは動的解析と基本的に差異がない。ここでは、個々の周波数成分に着目するのではなく、平均加速度に与える影響の大きい周波数領域の成分の平均値に着目し、この平均値と平均加速度の間にはなんらかの相関があるのではないかと検討した。

まず、平均加速度に与える影響の大きい周波数領域について、平均加速度の周波数応答関数を用いて検討した。モード重畳法を用いた円弧すべり土塊平均加速度の周波数応答関数を図-6.1 に示す。縦軸は等価加速度の基礎入力最大加速度に対する応答倍率であり、横軸は地震動の周波数をダム堤体の1次固有周波数で無次元化したものである。最上層の質点($y/H \approx 0.02$)の応答倍率をみるとダム堤体の固有周波数の1.0, 1.8倍の周波数でピーク値をとり、応答倍率はそれぞれ約4.6, 3.3となっている。また、ダム堤体の固有周波数の約4.1倍以上の周波数で、応答倍率は1以下となる。中層($y/H \approx 0.41$)での応答倍率は共振時のみピーク値約3.3をとり、応答倍率が1以下になるのは固有周波数の約1.9倍以上の周波数である。最下層($y/H \approx 0.95$)の応答倍率は、最上層と同様に固有周波数の1.0, 1.8倍の周波数でピーク値をとり、応答倍率はそれぞれ約1.7, 0.6となっている。また、応答倍率が1以下になるのは固有周波数の約1.2倍以上の周波数である。

応答倍率が1以下となる周波数領域は、円弧すべり土塊の平均加速度に対してほとんど影響しない。したがって、それ以外の周波数領域の成分に着目して平均加速度を考えるものとする。

次に、地震動の周波数成分としてどのようなスペクトルを採用するかが問題となる。単純に考えると地震波そのものの周波数特性を表すフーリエスペクトルが妥当であるが、フーリエスペクトルは通常平滑化されたものが使われている。この平滑化したフーリエスペクトルは、設定した周波数のバンド幅によって異なり普遍的ではない。したがって、このような影響を受けない応答スペクトルを用いるものとし、構造物に作用する力を表す加速度応答スペクトルで周波数成分を考えることとした。図-6.2 は表-4.1 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。

実地震動の加速度応答スペクトルに対して、対象となる周波数領域における平均周波数成分を算出し、これとモード重畳法で算定される平均加速度の間に相関があれば、この平均周波数成分から簡易に平均加速度が算定されることになる。8個の地震動を用いて検討した結果、両者の関係には相関があり、ほぼ直線で近似できることがわかった。なお、応答倍率が1以上の周波数領域すべてを対象とすると若干相関係数が低くなるため、最終的に各標高で以下の周波数領域を設定した。 y は天端からの距離、 H はダム高さ、 f_0 はダム堤体の1次固有周波数である。

$$\left. \begin{array}{ll} y/H=0.02 & 0.8 \leq f/f_0 \leq 4.0 \\ y/H=0.41 & 0.6 \leq f/f_0 \leq 1.8 \\ y/H=0.95 & 0.6 \leq f/f_0 \leq 1.1 \end{array} \right\} \dots\dots\dots (6.1)$$

図-6.3 にモード重畳法で算出された等価加速度 k つまり円弧すべり土塊の平均加速度と設定周波数領域の平均加速度応答スペクトル S_a の関係を示す。なお、表-4.1 の8個の地震動を含めた計21個の地震動を用いた結果をプロットしている。ここで、減衰定数は20%と設定しており、単位はgalである。各標高でこれらの関係は近似的に次式で表される。

$$\left. \begin{array}{ll} y/H=0.02 & k=1.95 \times S_a + 43 \\ y/H=0.41 & k=1.21 \times S_a + 43 \\ y/H=0.95 & k=0.63 \times S_a + 43 \end{array} \right\} \dots\dots\dots (6.2)$$

以上の結果から、平均加速度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減衰定数20%について算出する。
- 2) ダム堤体の固有周波数を算定する。
- 3) 対象となる周波数領域を式(6.1)より算出する。
- 4) 周波数領域を周期に換算して、加速度応答スペクトルの平均値 S_a を求める。
- 5) 4)で求められた S_a を式(6.2)に代入して、各標高における平均加速度が算出される。

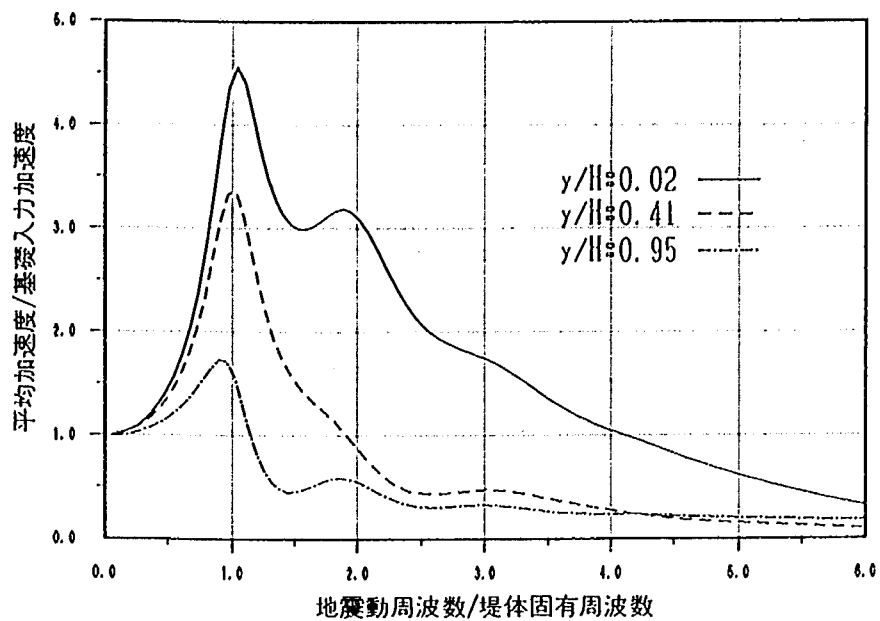


図-6.1 平均加速度周波数応答関数

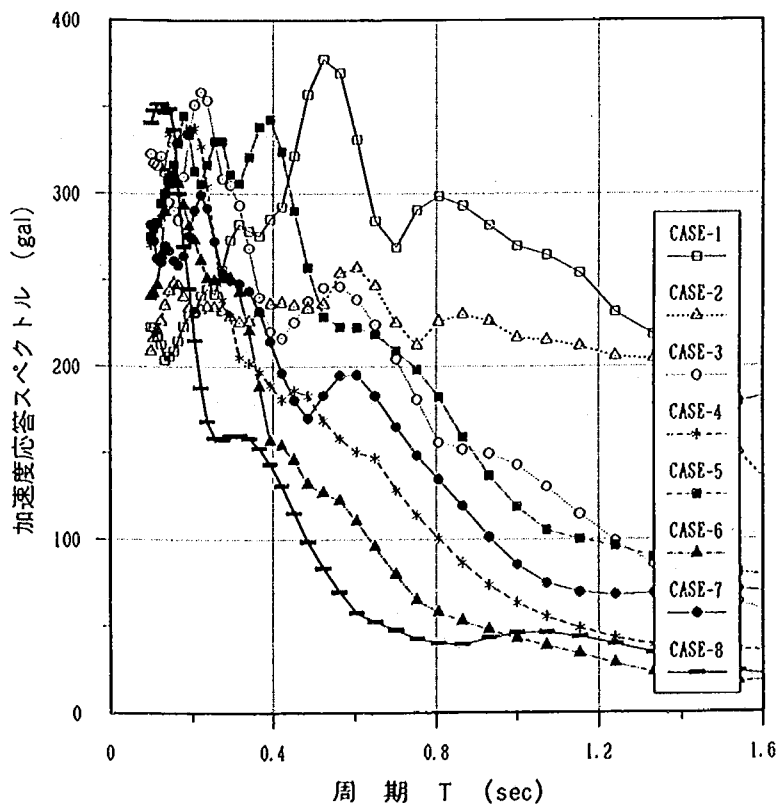


図-6.2 加速度応答スペクトル(h=0.20)

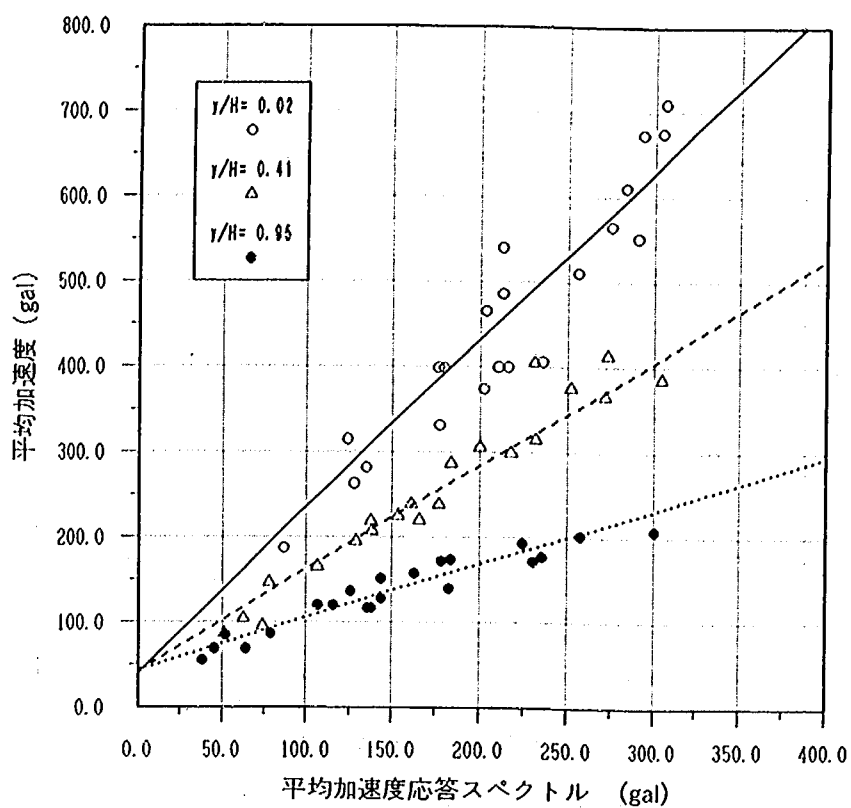


図-6.3 平均加速度と平均加速度応答スペクトル

7. 累積損傷度理論による安全性の検討

7.1 累積損傷度理論の仮定

累積損傷度理論は、土の動的強度と載荷回数の関係において、同一のひずみを生じる応力と載荷回数の組合わせが互いに等価であるという考え方に基ずいて、損傷の程度を定量的に評価するものである。地震時における堤体のすべりは、土のひずみの蓄積が限界に達した時点で発生するものと考え、累積損傷度理論を適用してフィルダムの安全性について検討する。詳細な検討を行うためには、すべり線を仮定してすべり線に沿ったせん断応力を基にして個々の要素に対して解析する必要があるが、ここではダム軸の要素に対して水平方向にすべり線を仮定し、1次元動的解析から得られるせん断応力を基に検討する。なお、検討する要素は等方応力状態を想定しており、初期せん断応力は作用していないものと考えている。また、ダム軸上の水平方向せん断応力は5.3で述べたように1次元動的解析で得られるせん断応力より大きくなる。ここでは、モード重畳法で得られたせん断応力を次式でダム軸上のせん断応力に換算している。

$$\tau_0 = \tau_M \times (1 + 0.5 \times z/H) \quad \dots\dots\dots (7.1)$$

ここに、 τ_0 はダム軸上水平方向せん断応力、 τ_M はモード重畳法で算定されるせん断応力、 z は天端からの鉛直距離、 H はダム高である。

いま、破壊ひずみ γ_f を生じる応力と載荷回数の関係が図-7.1 で与えられるものとし、この関係をS-N曲線と称する。任意の振幅のせん断応力 τ_i が N_i 回作用したときの損傷度は N_i/N_{ir} で表される。 N_{ir} は τ_i に対する破壊までの載荷回数である。すなわち、ある τ_i に対する N_i は図-7.5 から、 N_{ir} は図-7.2 から求められる。地震動により不規則振幅の応力が堤体に作用したときの累積損傷度 D は次式で表される。

$$D = \sum_i \frac{N_i}{N_{ir}} \quad \dots\dots\dots (7.2)$$

任意のせん断応力 τ_{eq} を作用させたときに、この D に等しい累積損傷度を与える載荷回数を N_{eq} とすると、

$$D = \frac{N_{eq}}{N_{ef}} \quad \dots\dots\dots (7.3)$$

ここに、 N_{ef} は τ_{eq} に対する破壊までの載荷回数であり、式(7.2)、(7.3)より N_{eq} は次式で表せる。

$$N_{eq} = N_{ef} \cdot D = N_{ef} \cdot \sum_i \frac{N_i}{N_{ir}} \quad \dots\dots\dots (7.4)$$

地震動による不規則な応力過程は、規則的なせん断応力 τ_{eq} の載荷回数 N_{eq} と等価であり、載荷回数 N_{eq} 回に対する破壊せん断応力を τ_f として安全率 F_s を次式で定義し、図-7.2 から求められる。なお、S-N曲線が両対数関係で直線で近似されるものと仮定している。

$$r_s = \frac{\tau_t}{\tau_{eq}} \dots\dots\dots (7.5)$$

7.2 S-N曲線

三国川ダムのロック材を用いて繰返し載荷試験を行った結果¹⁷⁾から、2.5%ひずみに対するS-N曲線を設定し、その結果を図-7.2 に示す。ロック材料は最大粒径63.5mm、均等係数30に設定している。相対密度は85%、主応力比は1である。また、載荷速度は0.1Hzの正弦波で与えられている。

累積損傷度理論を適用するため、図-7.2 に示すように各拘束圧ごとにせん断応力と載荷回数の関係を両対数で直線近似しており、近似式を以下に示す。

$$\left. \begin{array}{l} \text{拘束圧 } 1 \text{ kgf/cm}^2 : \log_{10}(\tau) = 0.52 - 0.20 \log_{10}(N) \\ \text{拘束圧 } 2 \text{ kgf/cm}^2 : \log_{10}(\tau) = 0.62 - 0.25 \log_{10}(N) \\ \text{拘束圧 } 4 \text{ kgf/cm}^2 : \log_{10}(\tau) = 0.78 - 0.30 \log_{10}(N) \\ \text{拘束圧 } 6 \text{ kgf/cm}^2 : \log_{10}(\tau) = 0.81 - 0.30 \log_{10}(N) \end{array} \right\} \dots\dots\dots (7.6)$$

なお、最下層の重心位置における拘束圧は約5.1kgf/cm²であり、このときの近似式は $\log_{10}(\tau) = 0.805 - 0.30 \log_{10}(N)$ と設定している。

7.3 せん断応力

S-N曲線におけるせん断応力は規則波として与えられるもので、実地震動のような不規則波に対して得られるせん断応力を直接S-N曲線に適用できない。不規則波を規則波に換算する方法として、地震動継続時間における最大せん断応力から等価せん断応力を、地震の規模から載荷回数を設定する手法¹⁸⁾等もあるが、ここではS-N曲線に適用するにあたって以下の方法でせん断応力を設定している。

せん断応力の設定方法

- 1) せん断応力時刻歴を基にゼロクロッシング法で波を分割する。
- 2) 1波の正と負の最大せん断応力を算出する。
- 3) 地震動継続時間における全波数に対して、正と負の最大せん断応力の絶対値をそれぞれ大きい方から並び変える。
- 4) 一組ごとに正と負の最大せん断応力の絶対値の平均値をとり、これをせん断応力の振幅とする。

地震動としては表-4.1 の8個のケースを対象として検討する。基礎入力最大加速度を0.2Gに設定すると図-7.3 に示すように最大せん断応力の振幅が小さくなるので、ここでは基礎入力最大加速度を0.6Gとして解析を行うこととした。拘束圧に対応する堤体内位置のせん断応力の時刻歴の例を図-7.4 に示す。なお、これはモード重畳法で求められたもので、式(7.1)による換算は行っていない。

図-7.5 にせん断応力振幅と載荷番号の関係を示す。高標高になればなるほどせん断応力振幅は小さくなる。特に、載荷番号1～10のせん断応力の減少が著しく全体に平坦な形状となる。せん断応力振幅はケース1が最も大きい。また、最大せん断応力振幅はケース2、ケース3も大きく、地震動の最大卓越周波数の低いケースの方がせん断応力振幅は大きくなる傾向にある。

7.4 累積損傷度と安全率

累積損傷度、安全率と地震動継続時間の関係をそれぞれ図-7.6, 7.7 に示す。継続時間が長くなるほど累積損傷度は大きく、安全率は小さくなる傾向にある。標高が高くなると図-7.2 に示すS-N曲線からもわかるように拘束圧の影響によってせん断応力に対する載荷回数は減少する。これは安全性の低下を意味するが、それよりもせん断応力振幅の減少の割合が大きく結局累積損傷度は小さく、安全率は大きくなる結果となった。高標高では基礎入力最大加速度0.6Gの地震動に対してほとんど2.5%ひずみに達することはないものと考えられる。地震動の周波数特性によってせん断応力振幅の大きさが異なってくるので一概にはいえないが、低標高では主要動の継続時間がおよそ25秒で2.5%ひずみに達し、中標高ではおよそ40秒で2.5%ひずみに達するものと考えられる。

図-7.8, 7.9 は累積損傷度、安全率の堤体鉛直方向の分布を示したものである。累積損傷度についてみると、ケース1は他のケースに比べて極めて大きいことがわかる。これに対してケース8における累積損傷度はないに等しいほど小さく、地震動の周波数特性の違いによって結果は大きく異なってくる。せん断応力と載荷回数の関係として式(7.6)の拘束圧 6kgf/cm^2 の式から1波のせん断応力が与える影響を考えると、せん断応力が1割小さくなると2.5%ひずみに達するまでの載荷回数は約1.42倍必要となり、損傷度の寄与は約3割減少する。したがって、せん断応力がある程度小さいと累積損傷度にはほとんど寄与しなくなる。図-7.5 のせん断応力振幅の分布をみると大きい方から10波程度が累積損傷度に大きく関わっていると考えられる。各地震動のせん断応力振幅の分布で最初の10波を比較してせん断応力が大きければ累積損傷度は高くなり、そのせん断応力の差以上に累積損傷度の差は大きくなっている。また、安全率についてみると高標高部で安全率が大きく、中低標高部の安全率は標高が低くなるにつれてやや小さくなるもののほぼ同程度の値を示している。

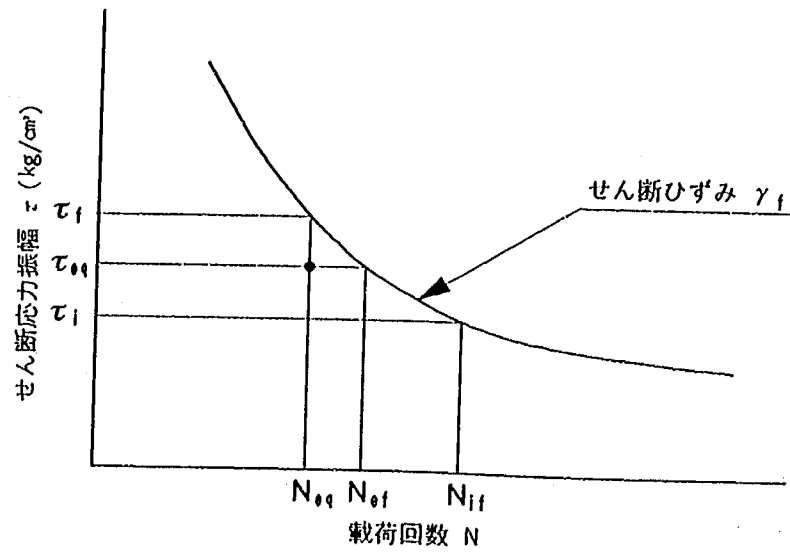


図-7.1 応力と载荷回数の関係

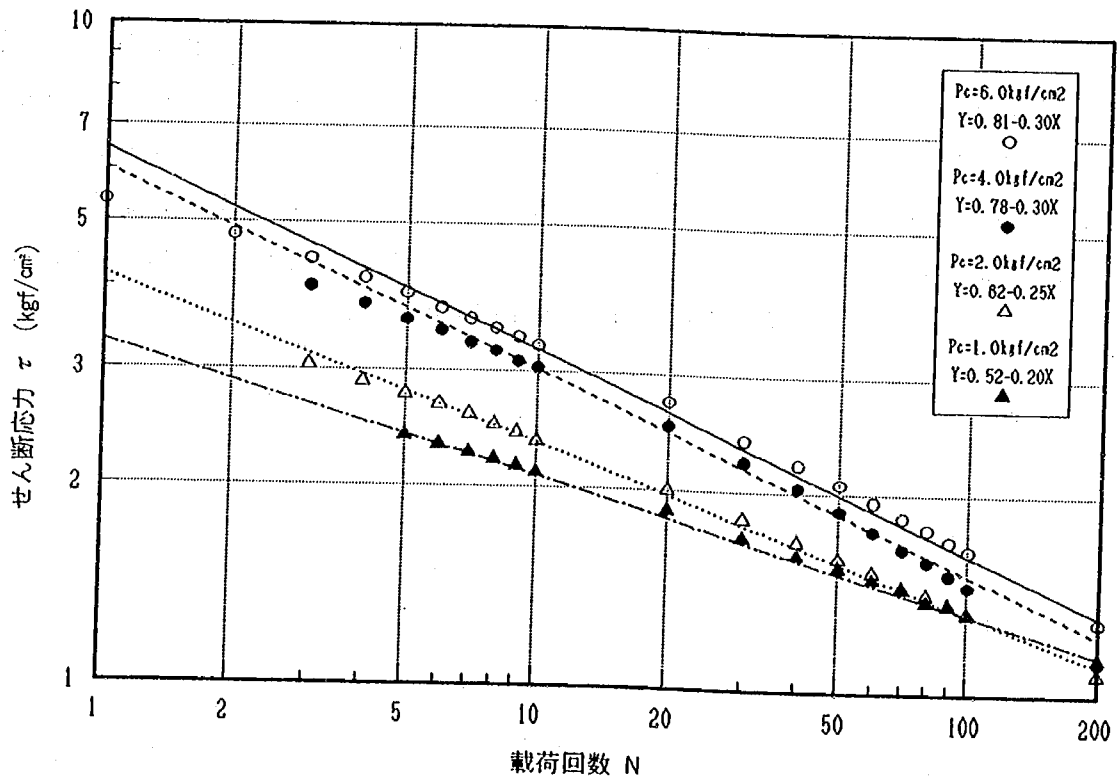


図-7.2 S-N曲線

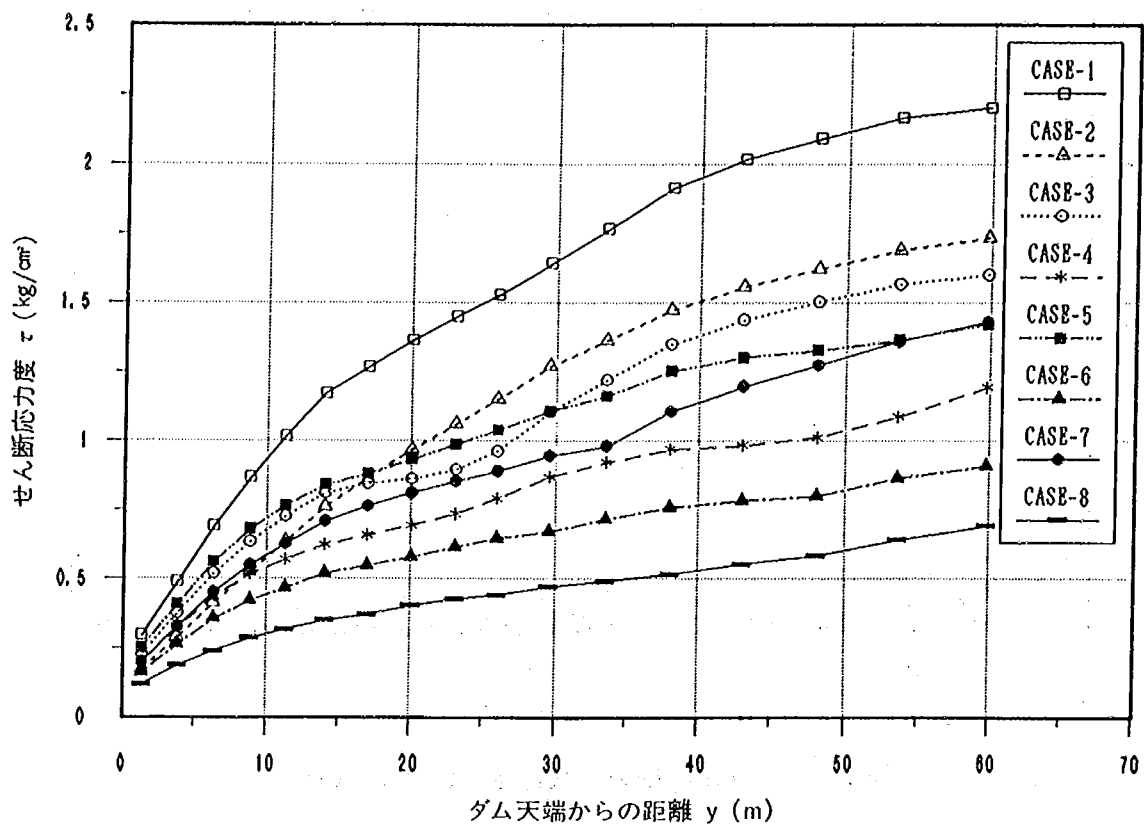


図-7.3 最大せん断応力振幅の分布

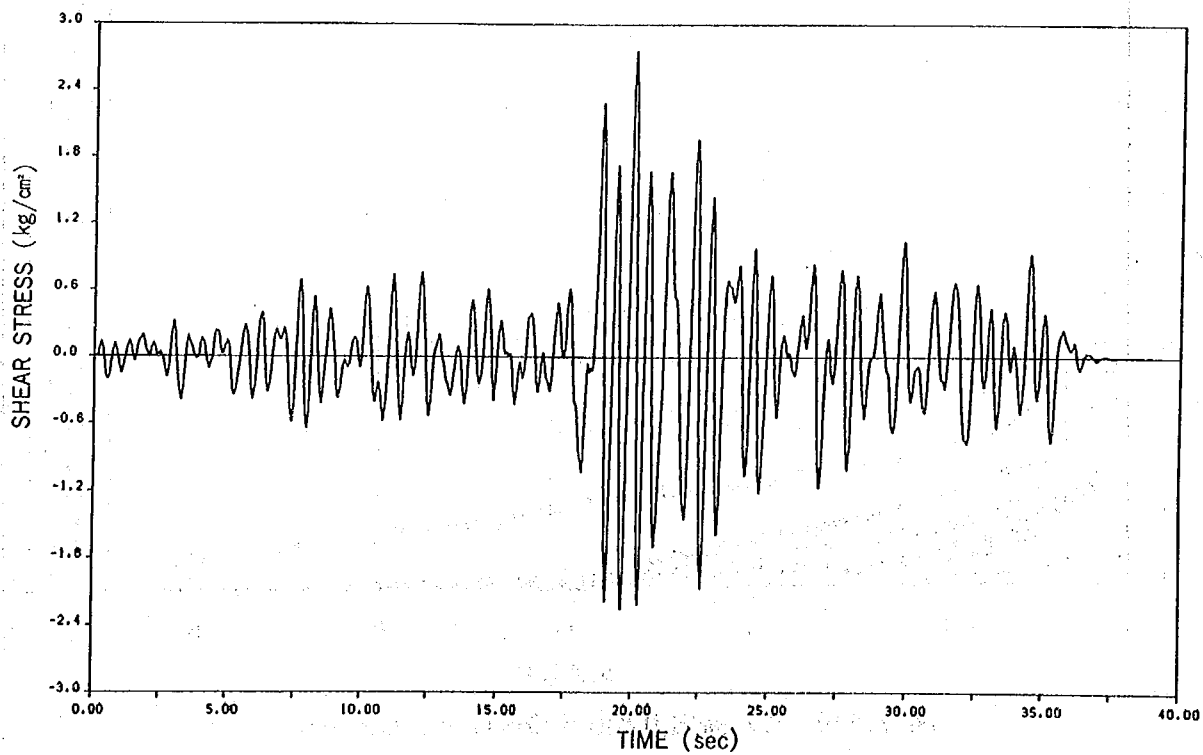
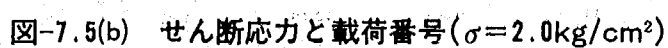


図-7.4 せん断応力時刻歴(ケース3: $\sigma = 2.0 \text{ kg/cm}^2$)



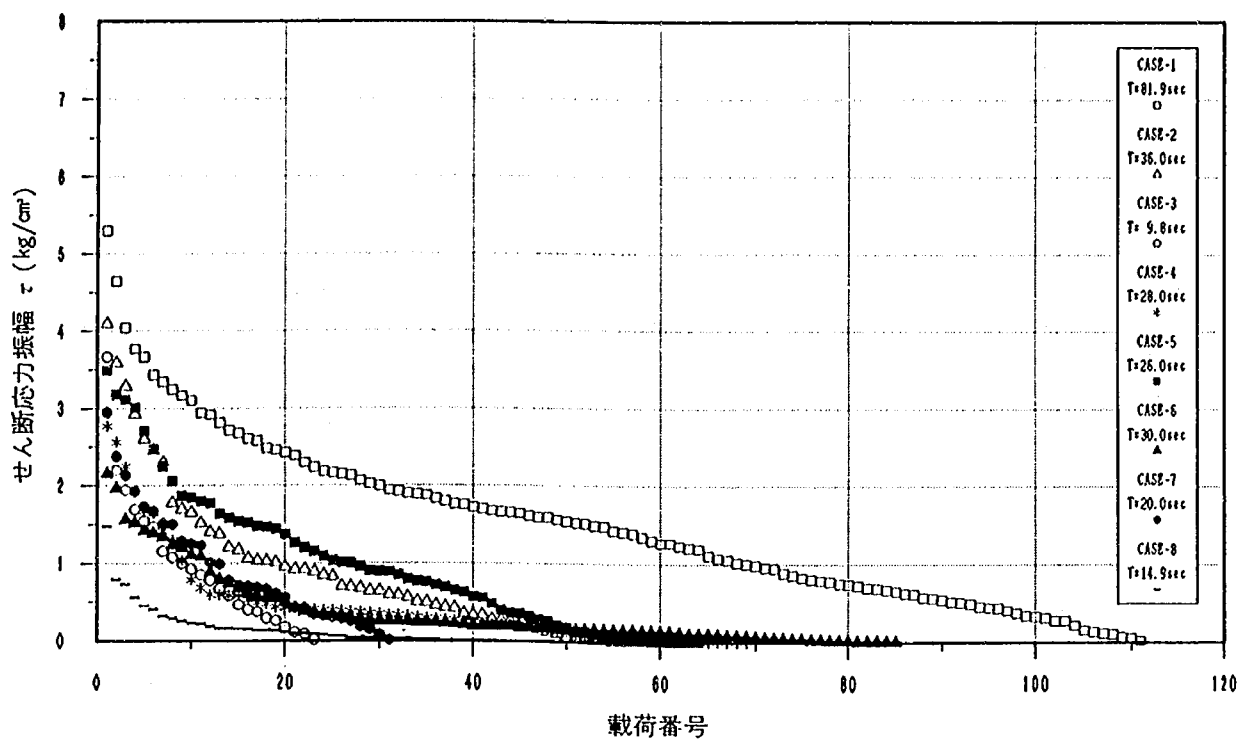


図-7.5(c) せん断応力と载荷番号($\sigma=3.0\text{kg/cm}^2$)

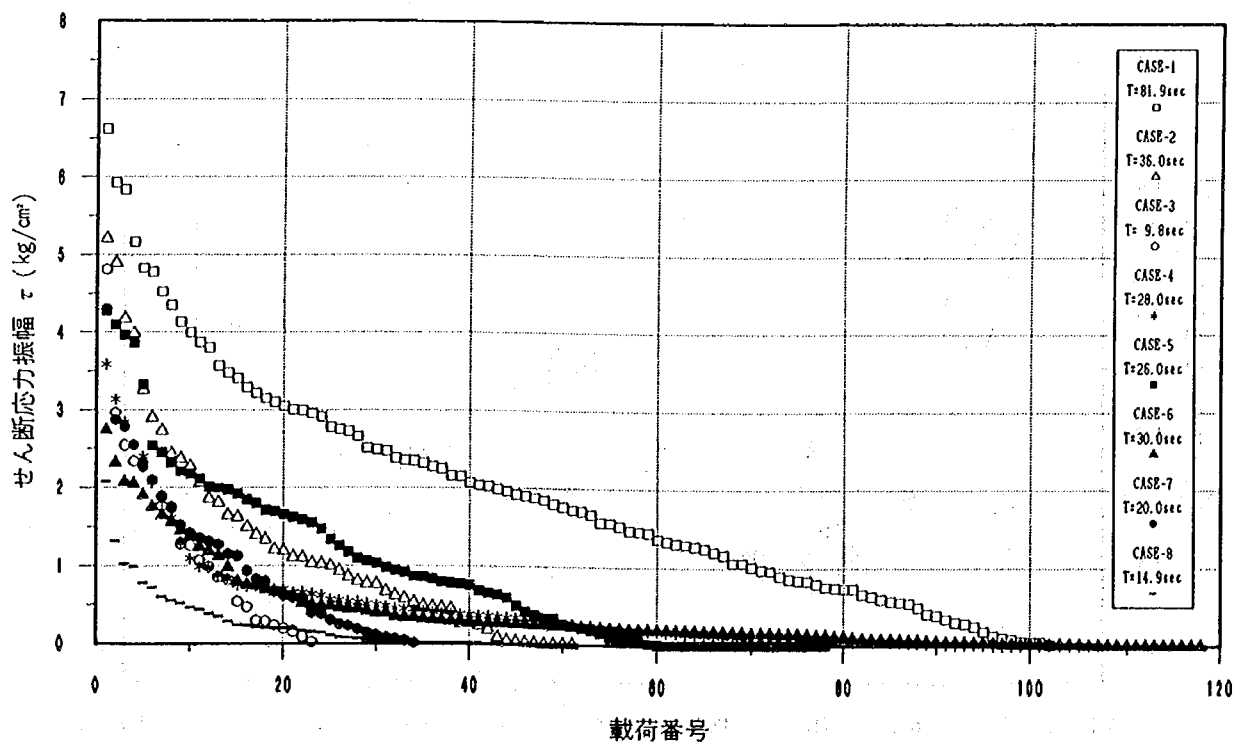


図-7.5(d) せん断応力と载荷番号($\sigma=5.1\text{kg/cm}^2$)

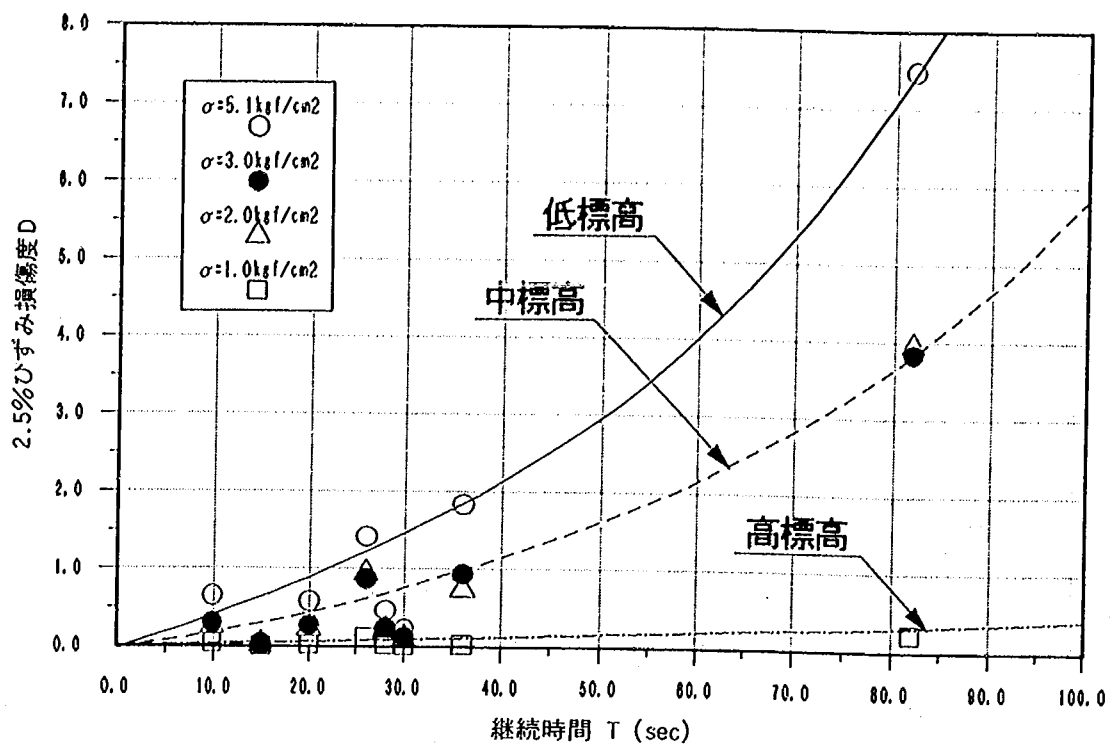


図-7.6 累積損傷度と継続時間

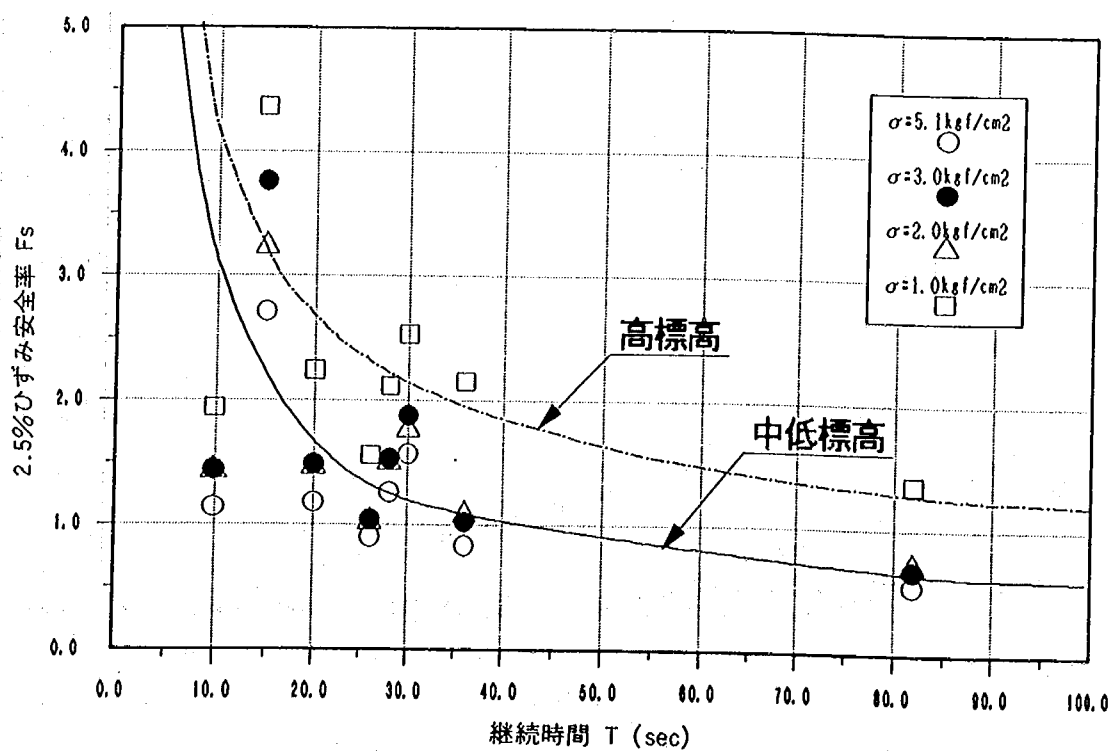


図-7.7 安全率と継続時間

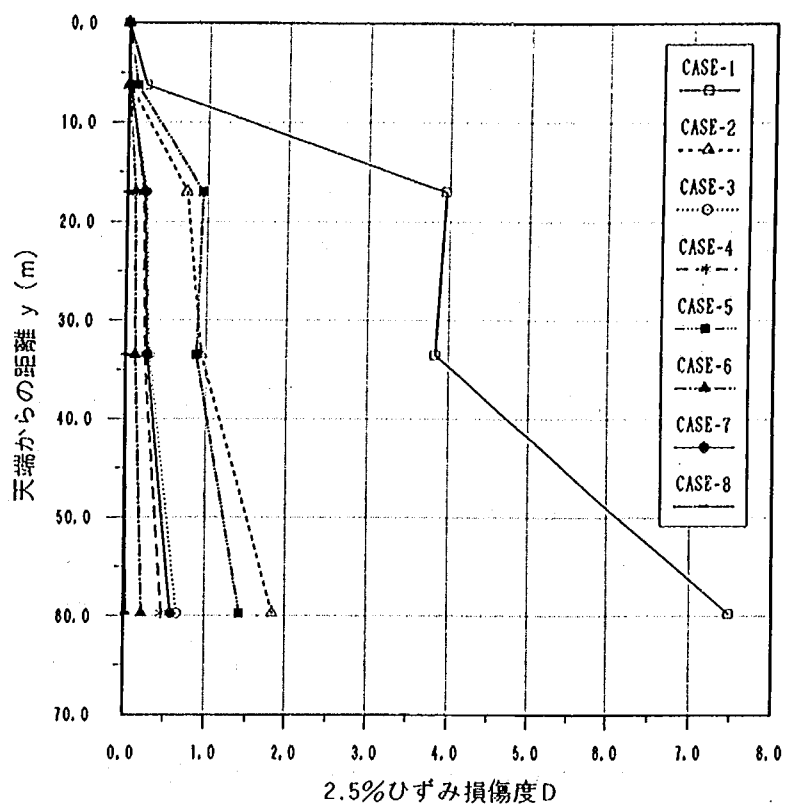


図-7.8 累積損傷度分布

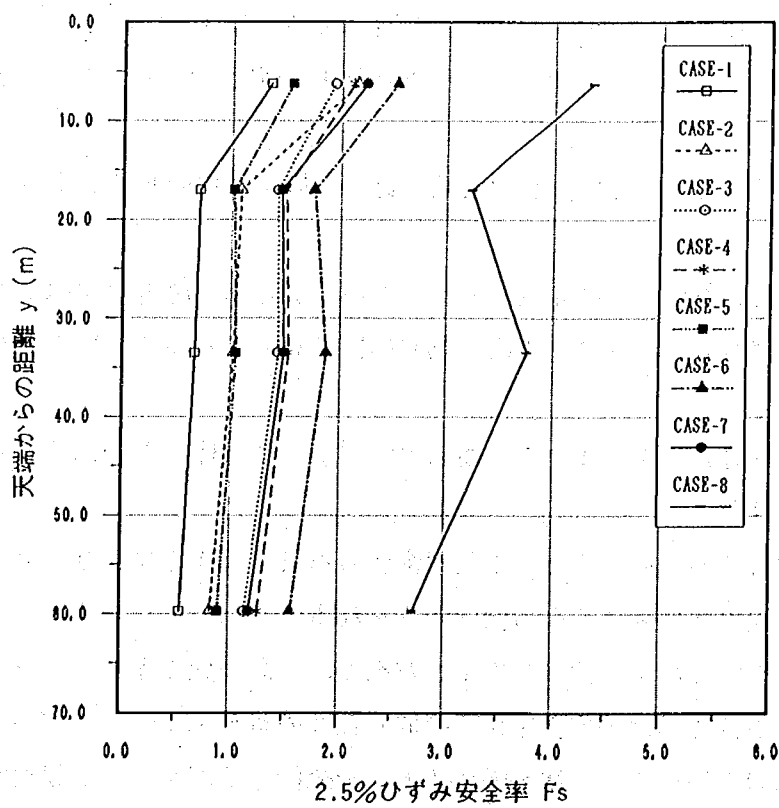


図-7.9 安全率分布

8. まとめ

地震動の周波数特性がフィルダムに作用する地震力に与える影響を種々の動的解析手法を用いて評価した。また、堤体に作用する加速度の簡易推定手法を提案すると共に、累積損傷度理論に基づいた堤体の安全性についても検討した。

検討結果をとりまとめ、以下に記す。

- 1) 地震動の周波数特性において、堤体の固有周波数に対応する成分が大きいとフィルダムに作用する地震力は大きくなるが、高周波数成分の占める割合が多いと地震力は減少する。この傾向は堤体高標高部より中低標高部で顕著である。これはモード重畳法で得られる平均加速度の周波数応答関数の結果とほぼ対応する。
- 2) 天端における円弧すべり土塊の平均加速度は、実地震動の場合入力基礎加速度に対する応答倍率が最大約3.5倍（2次元動的解析）になり、共振周波数の正弦波で得られる応答倍率の約80%程度になる。
- 3) 基礎における円弧すべり土塊の平均加速度は、実地震動の場合入力基礎加速度と比べてほぼ等しいかそれ以下となる。
- 4) 最大の平均加速度分布を与える地震動ケース1について1次元、2次元動的解析手法で平均加速度を算定するとその結果はそれぞれほぼ一致する。平均的には1次元動的解析の方が2次元動的解析に比べて若干大きめの値を示し、ダム天端で約15%大きくなる。
- 5) 1次元動的解析のモード重畳法は簡便な手法であり、精度の面からこの手法の有効性が示された。
- 6) ダム軸最大せん断応力は堤体の固有周波数に比べて最大卓越周波数が小さい地震動で大きくなる傾向にある。
- 7) ダム軸最大せん断応力は、2次元動的解析の方が1次元動的解析に比べてダム基礎で40～60%、中標高で20～40%程度大きくなり、1次元動的解析で算定する場合にはこれを考慮する必要がある。
- 8) 地震動の加速度応答スペクトルから、簡易に円弧すべり土塊の平均加速度を推定できる可能性があることが示された。
- 9) 地震動の周波数特性の違いによって累積損傷度の結果は大きく異なり、最大卓越周波数の低い地震動の方が累積損傷度は大きくなる傾向がみられる。
- 10) 堤体高標高部は中低標高部に比べて安全性が高く、標高が低くなるにつれて安全率は小さくなる傾向にあるが、中低標高部の安全率はほぼ同じ程度の値を示す。
- 11) 累積損傷度理論から堤体の安全性を考えると、一般的な強度を有する築堤材料に対して通常耐震設計で考えられる程度の地震動を想定した場合、問題はほとんど生じないものと考えられる。

参 考 文 献

- 1) 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.127，1989
- 2) N.M. Newmark, "Effects of Earthquakes on Dams and Embankment", Geotechnique, Vol. 5, No. 2, pp.139~160, 1965
- 3) H.B. Seed, "A Method for Earthquake-Resistant Design of Earth Dams", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol.92, NO.SM1, pp.13~41, 1966
- 4) N. Mononobe, A. Tanaka and M. Matsumura, "Seismic Stability of the Earth Dams", 2nd ICOLD, Vol.IV, pp.435~444, 1936
- 5) H.B. Seed and G.R. Martin, "The Seismic Coefficient in Earth Dam Design", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol.92, NO.SM3, 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) A.K. Chopra, "Earthquake Response of Earth Dams", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol.93, NO.SM2, pp.65~81, 1967
- 8) F.I. Makdisi and H.B. Seed, "A Simplified Procedure for Computing Maximum Crest Acceleration and Natural Period for Embankments", EERC-Report No.19, University of California, 1977
- 9) G.R. Martin, "The Response of Earth Dams to Earthquakes", thesis presented to the University of California, at Berkeley, Calif., in 1965, in partial fulfillment of the requirements for the degree of Doctor of Philosophy.
- 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. 2, 1990
- 11) 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，25-6，1983
- 12) T. Ohmachi, N. Nakamoto, "In-Situ Measurement of Radiation Damping of Existing Rock fill Dams", Proceedings of 9th World Conference on Earthquake Engineering, (VI), pp. 337~342, 1989
- 13) Ashok K. Chugh, "Dynamic Response Analysis of Embankment Dams", International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, Vol. 9, pp.101~124, 1985
- 14) 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, Barkley, 1972

- 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) 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り返し載荷試験」, 土研資料, 第2996号, 1991
- 18) H.B. Seed and I.M. Idriss, "Simplified Procedure for Evaluating Soil Liquefaction Potential", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol.97, NO.SM9, 1971

フィルダムに作用する
地震力の評価

I S S N 0386-5878
土木研究所資料 第2997号
平成3年3月 (1991年)
松本 徳久・安田 成夫
山邊 建二

要旨 フィルダム堤体が地震動を受けた時に、堤体に作用する地震力を1次元および2次元の動的解析手法により評価した。堤体に作用する地震力は地震動の周波数特性と堤体の固有周波数の関係に依存している。本論文ではモデルダムに対して周波数特性の異なる正弦波と実地震動波を用いて動的解析を実施し、地震動の周波数特性の違いがフィルダムに作用する地震力に与える影響を評価すると共に、地震動の加速度応答スペクトルからフィルダムに作用する地震力を推定する手法を開発した。さらに、ロック材料の動的強度試験結果と累積損傷度理論から、地震時にロックフィルダムに生ずる累積ひずみの推定を試みた。

キーワード：フィルダム, 耐震設計, 地震動, 地震応答解析法, 応答スペクトル

郵便はがき

305-□□

41円切手
をはって
下さい

茨城県つくば市大字旭一番地

建設省土木研究所

フィルダム研究室

御中

No. 11

No. 11

配布先氏名

配布先住所



土木研究所資料第2997号 部

フィルダムに作用する地震力の評価

上記のとおり受領しました。

所 属(住所)

氏 名

印

土木研究所資料第2997号

フィルダムに作用する地震力の評価

