

土 木 研 究 所 資 料

フィルダム堤体の3次元的地震時挙動 特性に関する検討報告書

昭和61年3月

建設省土木研究所
機械施工部動土質研究室

Copyright ©1986 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承認を得ずしてこれを行ってはならない。

フィルダム堤体の3次元的地震時挙動特性に関する検討報告書

前動土質研究室長 佐々木 康
(現 振動研究室長)

動土質研究室 松尾 修
唐沢 安秋

要旨

フィルダムの地山・堤体形状による3次元的地震時挙動特性について、実験的・解析的に検討した。挙動特性のうち特に着目した点は、フィルダム堤体の位置する谷形状と固有振動数および固有モード、堤体内せん断応力の大きさなどとの関係である。

まず、谷形状の異なる10ケースの弾性模型を用いて振動実験を実施し、谷形状と応答特性の関係を把握した。さらに、3次元FEMプログラムを用いた応答解析を実施して実験結果を確かめるとともに、堤体形状と上記応動特性との関係を調べた。

その結果、フィルダム堤体の固有振動数は谷幅が狭くなり変形拘束効果が強くなると高くなること、および地震時において堤軸直交方向に大きなせん断応力が発生することがあることがわかった。また、それは谷幅だけでなく谷形状の影響も受け、地山形状が急変している場合には、地震時せん断応力は特にその部分で大きくなることが明らかとなった。

キーワード：フィルダム，地震，3次元，模型実験，有限要素解析

概

要

本報告書は、フィルダム堤体の3次元的地震時挙動特性について実験的・解析的に検討した結果を報告するものである。

主な検討項目は、フィルダム堤体の堤軸方向断面形状（すなわち谷形状）と3次元動的挙動特性の関係であり、挙動特性としては固有周期、固有モードおよび地震応答特性を扱っている。なお、ここでは、フィルダム堤体が上下流方向の地震動を受けた場合の検討に限っている。

検討の結果は次の通りである。

フィルダムの地震時応答は、ダム高さに比べて谷幅が狭くなると3次元特性が強くなり、これは谷形状によっても変化する。また、その固有振動数は谷の拘束条件が強くなると高くなる。

一般的地震動が入力された場合の3次元フィルダムの応答特性を2次元の場合と比較すると、応答加速度は大きくなることが多く、相対変位は小さくなることが多く、また、地震時応力は大きくなることも小さくなることもある。

しかし、特に、堤軸と直交する面内に発生するせん断応力は、谷の拘束の効果が強いほど大きくなり、堤体が地山に取り付く付近の堤頂でそれが大きくなる可能性が高い。しかし、以上は必ずしも一般的な傾向とは言えず、入力地震動特性（特に周波数特性）によって異なる傾向を示すこともあると想定される。

目 次

1. はじめに	1
1.1 問題の所在	1
1.2 研究目的	2
1.3 フィルダムの3次元動的挙動特性に関する既往の研究	2
2. 模型振動実験	7
2.1 予備検討	7
2.1.1 模型振動実験の基本条件	7
2.1.2 相似則	7
2.1.3 模型材料の選定	9
2.2 模型材料の特性試験	11
2.3 模型振動実験ケース	16
2.4 実験方法	18
2.4.1 模型の製作	18
2.4.2 振動台	21
2.4.3 加振方法	22
2.4.4 実験計測	22
2.4.5 模型の品質管理試験	28
2.5 実験結果	30
2.5.1 堤体材料特性	30
2.5.2 振動実験結果	33
(1) 共振曲線	33
(2) 振動モード	39
2.5.3 考 察	53
(1) ダム形状と固有振動数の関係	53
(2) ダム形状と地震時せん断ひずみの関係	57
2.6 まとめ	59
3. 3次元有限要素解析	60
3.1 概 説	60
3.2 プログラム〔NASTRAN〕の概要	60
3.3 プログラム〔TLUSH〕の概要	60
3.3.1 概 説	60
3.3.2 解析法の概要	60
3.3.3 プログラムの構成	62

3. 4	NASTRANによる固有値解析	63
3. 5	TLUSHによる解析	67
3. 5. 1	チェック計算	67
3. 5. 2	実験模型のシミュレーション解析	72
3. 6	実物大ダムに対する地震応答解析	85
3. 6. 1	解析方法	85
3. 6. 2	解析結果	90
4.	全体のまとめ	128
謝 辞		129
参考文献		130
付属資料		133

図 番 号	名 称	ペー ジ
図-1.1.	ダム軸に直角方向のクラック	1
図-2. 1	一軸圧縮試験の方法	12
2. 2	実験材料の一軸圧縮試験結果	14
2. 3	主剤濃度とヤング率・密度の関係	15
2. 4	模型形状	17
2. 5	模型の製作手順	19
2. 6	加速度計の設置位置図	24
2. 7	ねじり振動自由減衰試験装置	29
2. 8	一軸圧縮試験結果	31
2. 9	共振実験結果	34
2.10	袖部を有するダムの堤高と1次卓越振動数の関係	39
2.11	応答変位図	41
2.12	応答加速度モード図(ダム軸方向)	50
2.13	堤体の幅と1次固有振動数の関係	54
2.14	せっ頭くさび型ダム	55
2.15	一軸圧縮試験の問題点	57
2.16	袖部堤高と1次固有振動数の関係	57
2.17	規準化した応答変位モード(1次モード)	58
2.18	1次共振時のせん断ひずみの堤軸方向の分布	58
図-3. 1	フィルダムの代表的な3次元有限要素モデル	61
3. 2	固有値解析(NASTRAN)に用いた解析モデルの例	63
3. 3	固有値解析による固有モード	64
3. 4	実験および解析により得られた固有振動数の比較	67
3. 5	基本計算モデル	68
3. 6	入力地震動(エルセントロNS波)	69
3. 7	周波数ピッチと解析誤差	70
3. 8	繰返し回数と解析誤差	71
3. 9	解析モデル(モデル6)	72
3.10	伝達関数(モデル4)	74
3.11	伝達関数(モデル6)	75

図- 3.12	伝達関数の実験値と計算値の比較 (モデル 4)	76
3.13	伝達関数の実験値と計算値の比較 (モデル 6)	77
3.14	相対応答変位モード図 (モデル 4, $f = 6.7 \text{ Hz}$)	78
3.15	相対応答変位モード図 (モデル 4, $f = 13.0 \text{ Hz}$)	79
3.16	相対応答変位モード図 (モデル 4, $f = 19.7 \text{ Hz}$)	80
3.17	相対応答変位モード図 (モデル 6, $f = 6.1 \text{ Hz}$)	81
3.18	相対応答変位モード図 (モデル 6, $f = 8.9 \text{ Hz}$)	82
3.19	相対応答変位モード図 (モデル 6, $f = 11.6 \text{ Hz}$)	83
3.20	固有振動数の実験値と計算値の比較	84
3.21	解析モデル一般図	86
3.22	解析モデル形状	87
3.23	入力地震波	89
3.24	ダム形状と周波数応答特性	91
3.25	ダム形状と 1 次卓越周波数	91
3.26	せん断スライス法による 1 次固有値	92
3.27	伝達関数 (ダム中央, 鉛直位置による変化)	95
3.28	節点時刻歴応答変位波形図 (z 成分 u_z)	96
3.29	変形モード図 (最大変位発生時刻)	97
3.30	最大変位分布図 (z 成分 u_z)	98
3.31	節点時刻歴応答加速度波形図 (z 成分 u_z)	99
3.32	加速度図 (最大加速度発生時刻)	100
3.33	最大加速度分布図 (z 成分 α_z)	101
3.34	応答加速度波形特性 (節点 42)	102
3.35	要素内応力時刻歴応答波形図	105
3.36	最大応力分布図	107
3.37	伝達関数 (ダム中央, 鉛直位置による変化)	109
3.38	節点時刻歴応答変位波形図 (z 成分 u_z)	110
3.39	変形モード図 (最大変位発生時刻)	111
3.40	最大変位分布図 (z 成分 u_z)	112
3.41	節点時刻歴応答加速度波形図 (z 成分 α_z)	113
3.42	加速度図 (最大加速度発生時刻)	114
3.43	最大加速度分布図 (z 成分 α_z)	115
3.44	応答加速度波形特性 (節点 132)	116
3.45	要素内応力時刻歴応答波形図	119
3.46	最大応力分布図	121

図- 3.47	上下流方向（加振方向）最大応答加速度	124
3.48	上下流方向（加振方向）最大相対変位	125
3.49	ダム軸直交面内せん断応力の分布	127
3.50	水平面内せん断応力の分布	127

表 番 号	名 称	ペ ー ジ
表- 1.1	既往の研究事例	3
表- 2.1	相似則に関するパラメータ	9
2.2	既往のダムの弾性模型振動実験例	10
2.3	各種模型材料の特徴	10
2.4	一軸供試体一覧	13
2.5	模型の形状・諸元	16
2.6	各模型の物性値の一覧	30
2.7	袖部を有するダムの堤高と1次卓越振動数	33
2.8	卓越振動数一覧	40
表- 3.1	解析モデル条件	63
3.2	換算固有振動数(f^*)一覧	66
3.3	解析モデル条件	72
3.4	計算条件	73
3.5	固有振動数の実験値と計算値の比較	84
3.6	解析モデル一覧表	86
3.7	解析条件一覧表	88
3.8	1次卓越振動数	92
3.9	地震応答解析結果一覧表	93

写真番号	名 称	ペ ー ジ
写真- 2.1	土槽等の設置状況	20
2.2	堤体の打設	20
2.3	模型の最終形状	21
2.4	加速度計の埋設	23
2.5	白色ピンを埋め込んだ状況	25
2.6	振動実験時の模型の挙動	26
2.7	一軸圧縮試験用供試体	28
2.8	ねじり振動自由減衰試験	29

1. は じ め に

1.1 問題の所在

フィルダムの耐震設計に関して、その確立のために残された課題は多い。その1つとして、地震時挙動の解明が挙げられる。

フィルダムの地震時挙動に関しては、フィルダム材料の動的変形強度特性に関する実験的研究の蓄積、有限要素法に代表される土構造物の動的応答解析手法の進歩、および実際のフィルダムにおける実地震動観測データの蓄積等により次第に明らかにされつつある。

従来の研究では、フィルダムを近似的に2次元体と仮定して取り扱ったものが主流であった。しかし、フィルダムは実際には堤軸方向に有限の長さを有する3次元的な土構造物であり、このような観点から、耐震性を3次元的に検討する必要性も以前から認められていた。

Sherardら(1963)¹⁾は、多くのフィルダムの地震被害を詳細に調べ、地震被害の多くは沈下および縦亀裂であるが、横亀裂もしばしば生じていることを示している。横亀裂はダムの機能上最も危険性のある亀裂であり、漏水・パイピングによる破堤がそれに伴って生じる恐れがある。横亀裂はフィルダム建設後の不等沈下のために生じることがあるが、一般にアバットメントの部分と渓谷の中心部分との中間部に起る。そしてダムの高い部分を載せている基礎の圧縮性が高く、アバットメントが比較的圧縮性の急峻な岩からなるような場合が横亀裂発生の最悪の条件である(図-1.1参照)。

また、このことは地震被害についても同様と言えるようであり、岡本(1971)²⁾は、堤体と地山の接続部において振動状態が異なるために横亀裂が生じることがあるとしている。その1例として、1971年 Los Angeles 地震における Lower Van Norman ダムの事例を挙げている。

以上に述べたような横亀裂の問題に関する耐震的な検討はこれまで特に行われていなかった。そこで、動土質研究室では、その足がかりとして、フィルダム堤体の3次元動的挙動特性に及ぼす谷形状の影響についての検討を行った。

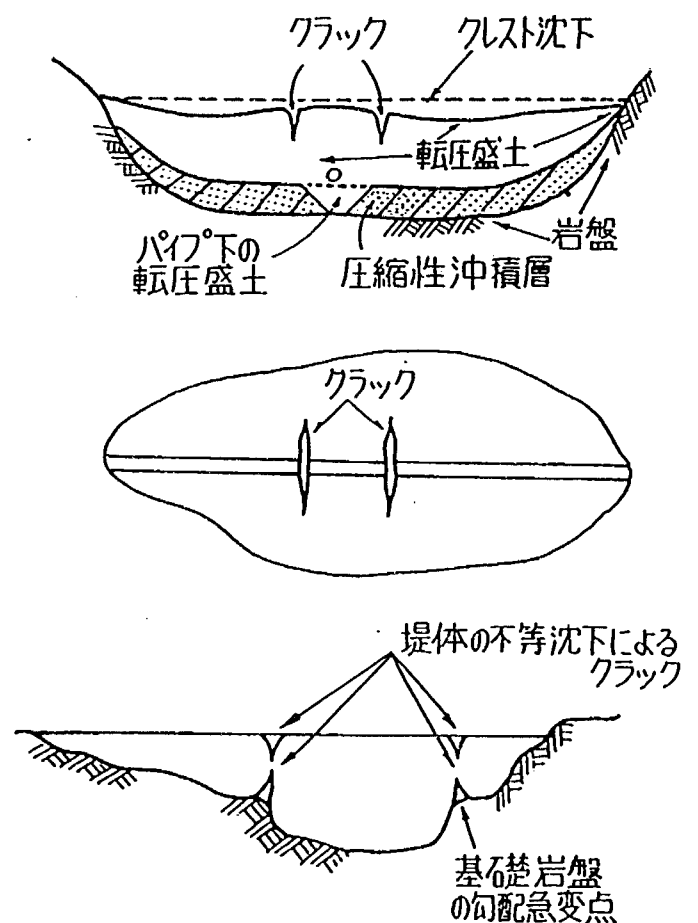


図-1.1 ダム軸に直角方向のクラック

1.2 研究目的

兩岸を谷に拘束されたフィルダムは地震時に3次元的な挙動を示す。したがって、これが上下流方向の地震動を受けた場合には、ダムの応答はダム中央と兩岸部で一様ではなく、ダム軸直交方向の異常なせん断応力やダム軸方向の引張応力が発生することが考えられる。そして、この応力が大きくなると堤体には横断亀裂が発生することが予想される。

本研究はこのような観点に着目したものであり、研究目的は次の通りである。

- (1) フィルダムの地震時挙動特性に及ぼす谷形状の影響を明らかにすること。
- (2) 地震時にダム軸直交方向面に生じるせん断応力（ひずみ）の大きさと谷形状との関係を明らかにすること。

1.3 フィルダムの3次元動的挙動特性に関する既往の研究

フィルダムの3次元的な動的挙動特性に関する既往の研究を概観すると、その目的は次の点にあるように見受けられる。

- ① 3次元的な動的挙動に関する基本的性状の把握。特に、固有周期、固有モードがダムの3次元的形状によりどのように変わるかという事。
- ② 地震時における応答特性。特に、2次元体と考えた場合に対して、加速度、変位、応力（ひずみ）等の応答値がどのように異なるかという事。
- ③ 上記①、②を解明するための理論解法の開発。

また、研究手法について見ると大別して次の3つがある。

- ㊸ 理論的研究
- ㊹ 模型実験的研究
- ㊺ 実測にもとづく研究

しかし、既往の研究の多くはこれらを組合せて実施しており、①および③は②の実証のための手段として行われており、最終的には②の理論的解明をめざしているように見受けられる。

なお、ここではフィルダムの地震による破壊以前の問題すなわち振動応答特性を中心に議論するものであり、破壊（安定）問題については震度法的検討がなされている研究^{3), 4)}もあるがそれには触れないものとする。

以下、既往の研究を研究手法別に整理して述べてみたい。なお、表-1.1.には、主な研究論文をまとめて示す。

表-1.1 既往の研究事例（国内）

著 者 名	出 典	文 献 名	解 析	実 験	実ゲム測		
松 村 孫 治 ⁵⁾	土木試験所報告28号 (1934)	震動による土堰堤の変形	せん断振動	○			2次元
Mononobe, N., Takata, A. and Matsumura, M. ⁶⁾	Trans., Vol. 4, 2nd ICOLD (1936)	Seismic Stability of Earth Dam	"	○			"
畑 野 正 ⁷⁾	士 学 論(昭22.23) (1949)	重力堰堤に作用する地震力の影響	"	○			2次元, 重力式ダム
畑 野 正 ⁸⁾	士 学 誌第36号 (1951)	寒天模型による重力ダムの振動実験	"	○			2次元, 重力式ダム
畑 中 元 弘 ⁹⁾	士 学 誌 37-10 (1952)	土堰堤の振動に関する次元考察-自由振動について-	"	○			
Hatanaka, M. ¹⁰⁾	京大防災研年報No 11 (1955)	Fundamental Considerations on the Earthquake Resistant Properties of the Earth Dam	"	○			
Minami, I. ¹¹⁾	2nd WCEE, Vol. III (1960)	A Consideration on Earthquake-Proof Design Method of Earth Dam	○	○			
Okamoto, S., Tamura, C., Kato, K. and Otawa, M. ¹²⁾	9th ICOLD, Vol. IV, Q-35 (1967)	Dynamic Behavior of Earth Dam During Earthquake		○			
林 正夫, 北原義浩, 駒田広也 ¹³⁾	電中研報告, 71013 (1971)	連続体の三次元震動の解析(ロックフィルダムの二次元震動と三次元震動の比較)	FEM				
東京電力技術開発研究所土木研究室 ^{14)~16)}	(研究報告) (1976~)	ロックフィルダムの振動特性の調査解析	"	○			
水資源開発公団試験所 ^{17), 18)}	第一試験課報告 (1976~)	フィルダムの耐震性に関する研究	"	○			
Ohmachi, T. ¹⁹⁾	(1981)	Analysis of Dynamic Shear Strain Distributed in Three Dimensional Earthdam Models	"				
大町達夫, 時松孝次 ²⁰⁾	士 学 論 第328号 (1982)	3次元フィルダムの振動解析のための実用的モデル	"				
" ²¹⁾	" 第333号 (1983)	フィルダムの実用的3次元地震応答解析手法の定式化	"				

1. 3. 1 理論的研究

フィルダムの動的応答特性を理論的に調べる手法としては

- (a) せん断振動方程式の解析的解法（せん断スライス法）
- (b) 偏微分方程式の差分化解法
- (c) 有限要素法による数値解法

などがあるが³⁶⁾、3次元問題に限って見ると、(a)および(c)が主流をなしている。また、最近ではこの他に、ダムの変形に多少の制約条件を付与することにより厳密な3次元有限要素解析を行わないで済むようにした、(d)ハイブリッド的解法（(a)と(c)の併用）もある。

以下にこの方面の既往の主な研究について述べることにする。

フィルダムの地震時挙動に関して3次元考察を行った最初のもは畑中（1952）^{9), 10)}の研究である。これは、内務省土木試験所の松村（1934）⁵⁾が行った模型実験および理論解析による2次元問題の研究成果を、3次元問題に発展させたものである。なお、松村（1934）の研究もフィルダムのせん断振動解を最初に提示したものととして特筆される。これはまた物部ら（1936）⁶⁾によって第2回国際大ダム会議においても発表されており、これにより世界的に知られるようになったものと推定される。

さて、畑中は、矩形谷に位置する3角形断面のフィルダムにおいて、上下流方向の変位のみ許し、しかもその方向に変位およびせん断応力が一様であるという仮定の下で3次元振動における自由振動、強制振動解を求めている。同時に、この理論解の妥当性を確かめるために寒天模型を用いた振動実験を実施し、基本振動周期で誤差が1%以内という非常によい一致を見たことを報告している。

畑中の研究における主な結論は次の通りである。

- ① 矩形状の谷に位置する3角形断面のフィルダムの固有振動周期は、これを2次元体とみなした場合の固有振動周期よりも短い。
- ② しかし、堤頂長が堤高の3～4倍以上になるとその差は小さく、2次元的に取扱ってもよい。

また、Ambraseys（1960）³⁹⁾も畑中と同様の方法でフィルダムの地震応答特性を解析的に導き、ほぼ同一の結論を得ている。しかし、これらの方法では、堤体内の物性が変化する場合に解析解が一般的に得られないのでさしたる進歩はない。

偏微分方程式の差分化解法を3次元問題に拡張して適用した例は見当たらない。

つぎに、有限要素法を用いた解析法であるが、これは汎用性が高く、一様でない構成材料によるモデル、非線形問題に対しても適用可能であり、今後も主流となるのは間違いない。さて、FEMをフィルダムの応力変形解析に用いたものとしてはCloughとChopra（1966）³⁷⁾によるものがあるが、これは2次元問題であった。つづいて、Lefebvre・Duncan・Wilson（1973）³⁸⁾が3次元静的問題に適用した。その後、3次元動的解析が主に線形問題について行われるようになった。国内においては、電中研の林ら（1971）¹³⁾の研究が最初のものである。この研究で

は2次元解析との比較検討をケーススタディにより行い、3次元解析では谷部の拘束効果により固有振動数が高くなること、加速度は大きくなるが、変位や応力の応答値は相対的に小さくなること等を示した。これは時刻歴応答解析であったが、他の方法としてKagawaら(1981)³²⁾は等価線形化法により土の非線形性を考慮することができる3次元動的解析プログラム

「TLUSH」を開発した。これは、Seed, Lysmer らが開発を行ってきた等価線形化法による動的解析プログラムSHAKE(1次元)、LUSH, FLUSH(ともに2次元)に続くものである。このプログラムでは複素剛性法により周波数領域で応答計算の主な部分が実行されるので、非常に効率的である。そして、Makdisiら(1982)³⁴⁾、Mejiaら(1982)^{33), 35)}は、3角形の谷に位置するフィルダムに対してケーススタディを実施し、林らと同様の結果を見出した他、ダムの地震時内部応力についても調べている。

最後に、せん断スライス法とFEMを組み合わせた解析法はこの10年間に於いて比較的多く研究されている。当然の事ながら、せん断スライス法は近似的手法であるため、本来のFEM解析に比べると若干の問題は残る。しかしながらこの手法がいくつかの研究者の手により研究されているのは次の理由によるものと考えられる。

① 本来の3次元FEMでは解析規模が非常に大きくなり、コンピュータの機能が向上した今日においてもなおコストが高い。

② フィルダムは3次元構造物とは言っても比較的扁平であり、せん断スライス法の近似度はさほど悪くないと考えられる。

さて、このハイブリッド解析法については大町(1981~83)^{19)~21)}、Gazetas(1981)³¹⁾、Abdel-Ghaffar(1980)²⁸⁾らの研究がある。

大町らは自ら開発した解析法を用いて、Keightley(1966)³⁹⁾によるBouquet Canyon ダムの起振実験結果に対してシミュレーション解析を実施し、よい一致を見ている。²⁰⁾ また、矩形谷や三角谷に位置するアースダムについて、谷形状と地震時せん断ひずみの発生特性について調べている。¹⁹⁾ Gazetas は、堤体材料のせん断剛性の深度方向の変化パターンを種々に変化させたときのダムの振動特性を調べている。³¹⁾ また、ダム軸方向の振動はダムに横断亀裂を発生させる危険性があるとの観点から、その振動特性を調べてもいる。Abdel-Ghaffar(1980)も同様の研究を行っているが、²⁸⁾ 最近ではフィルダムの3次元弾塑性解析を近似法ではあるが開発しており、地震による永久変形をも計算しようとしている。⁴⁰⁾

以上に述べたように、フィルダムの3次元動的応答解析法は急速に進展を遂げてきているが、フィルダムの耐震設計の中の一部として位置付けて考えてみると、それに適用すべき土の構成則、解析結果の評価法等非常に重要な課題も残されており、上記解析法を直ちに実際問題に有効に活用できる段階には未だ達していないと考えられる。しかしながら、フィルダムの3次元構造物として特徴的な現象である横断亀裂の発生問題などに対しては、このような解析法を積極的に活用して解明を試みることが必要であろう。

1. 3. 2 模型実験による研究

フィルダムの3次元動的挙動を模型実験により調べた研究の事例はわが国で多く、外国のものは見受けられない。

以下に既往の主な研究事例を示すが、それらに共通して言えることは、固有振動数および振動モードといった基本的な振動特性を確かめることを目的としていること、弾性模型実験であることである。

畑中(1952)⁹⁾に矩形谷に位置する3角形ダムの上下流方向振動実験を行い、種々の基本振動モードを見出した。そして、この結果と彼が提案したせん断振動解とを比較して理論解の妥当性を示した事は前項で述べた通りである。

岡本ら(1967)¹²⁾はゼラチンにより作成した山王海ダム模型について振動実験を行い、水平一方向加振であってもそれに直交する水平あるいは上下方向振動も励起されること、高いダムにあっては高次の振動モードにも配慮すべきことなどを指摘した。

その他、この10年の間にも、水資源開発公団試験所において単純化された3次元ダムモデルを用いた基礎的な実験がなされたり、^{17), 18)}あるいは東京電力技術研究所で実ダム模型を用いた実験がなされている。^{14)~16)}また、最近では、農水省農業土木試験場でも同様の実験が実施されている。²²⁾

1. 3. 3 実ダムでの起振実験

3次元挙動特性に着目した実験としては、Keightley(1966)³⁹⁾によるカリフォルニアのBouquet Canyon ダムでの実測が挙げられる。これは、堤頂に起振器を据え付けて振動測定を行い、いくつかの基本モードを得ている。そして、せん断くさびモデルによる解析結果が比較的良い一致を示したとしている。なお、同様のシミュレーションは大町(1982)²⁰⁾によってもなされている事は前にも述べた。

Abdel-Ghaffarら(1981)²⁹⁾はSanta Felicia ダムで上と同様の起振実験の他、常時微動測定および貯水池側での発破による実験を実施した。その結果、実験方法について、起振実験は低振動数域でパワーが不足すること、常時微動測定は若干精度は落ちるが大変有効であること、および発破実験は手間が面倒であるが良いデータが得られること等を示し、一方、ダムの振特性を理論的に明らかにするためには谷形状を考慮した解析が必要であることを示した。

2. 模型振動実験

本章では、昭和 55 ～ 57 年度の 3 か年にわたって継続実施した模型振動実験^{41)～43)}について報告する。

模型振動実験は全部で 10 ケース実施した。その他、模型材料についての力学試験を付随的に実施している。

2.1 予備検討

一連の模型振動実験を計画実施するに当たり、模型寸法、模型材料および力学特性をいかに設定するかを初めに検討したので、以下項目別に述べる。

2.1.1 模型振動実験の基本条件

本研究における模型振動実験の目的は、①フィルダム堤体の 3 次元的挙動に関する実証データを得ること、②谷形状（あるいはダム形状）が動的挙動特性に及ぼす影響を把握すること、に要約される。したがって、実験においては動的挙動特性を支配するダム形状以外の影響因子はできるだけ除外することとした。そこで、模型材料に線形弾性体を用いることとした。このようにすれば、相似則の設定が容易になり、かつ模型実験結果の相互比較を行うに当って、各模型間の材料定数のばらつきを補正することも容易になるという利点が生じる。

2.1.2 相似則

力学模型実験での相似則を導く方法としては次のようなものがあげられる。

- ① Buckingham の π 定理による方法
- ② 支配方程式による方法

一般的に、①の方法は力学現象が未だ十分に解明されていない場合（すなわち支配方程式が記述されていない場合）に用いられる方法であり、次元解析とも呼ばれる。この方法では、問題とする力学現象に関与すると思われる次元量を列举し、それらの次元量のうちいくつかを組み合わせて独立な無次元量（ π 項）を作り、すべての無次元量が実物 (prototype) と模型 (model type) とで相等しくなるように設定される。

一方、②の方法は支配方程式が既に得られている場合に適用されるものであり、相似則の構成は容易である。

なお、②の方法が適用できるような力学現象であれば、既に支配方程式がわかっているものであるからわざわざ模型実験を実施するまでもないのではないかという疑問が考えられる。筆者の考えでは、この場合の模型実験は、支配方程式の検証、あるいは境界条件が複雑で支配方程式の解が十分な精度で得られないような境界値問題を直接再現するという点にその意義があるものと思う。

さて、今回の実験では上記②の方法により相似則を考えることができる。

弾性体の運動方程式は次式で表わされる。

(x 方向)

$$\rho \frac{\partial^2 u_x}{\partial t^2} = (\lambda + \mu) \frac{\partial d}{\partial x} + \mu \nabla^2 u_x + \eta \left(\frac{\partial^2}{\partial y^2} + \frac{\partial^2}{\partial z^2} \right) \frac{\partial u_x}{\partial t} \dots\dots\dots (2.1)$$

(y , z 方向も同様)

ここに, ρ : 密度 (ML^{-3})

u_x : x 方向の変位

λ : ラーメの定数

$$\lambda = \frac{E \nu}{(1 + \nu)(1 - 2\nu)}$$

μ : ラーメの定数 (せん断弾性係数)

$$\mu = G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$$

E : ヤング率

ν : ポアソン比

d : 体積ひずみ

$$\begin{aligned} d &= \epsilon_{xx} + \epsilon_{yy} + \epsilon_{zz} \\ &= \frac{\partial u_x}{\partial x} + \frac{\partial u_y}{\partial y} + \frac{\partial u_z}{\partial z} \end{aligned}$$

∇^2 : ラプラス演算子

$$\nabla^2 = \frac{\partial^2}{\partial x^2} + \frac{\partial^2}{\partial y^2} + \frac{\partial^2}{\partial z^2}$$

η : せん断変形に関する内部粘性係数

上式より, 相似方程式は, 式 (2.1) の各項の比がそれぞれ等しいとして, 次のように得られる。

$$\frac{\rho_m u_m / t_m^2}{\rho_p u_p / t_p^2} = \frac{\lambda_m u_m / x_m^2}{\lambda_p u_p / x_p^2} = \frac{G_m u_m / x_m^2}{G_p u_p / x_p^2} = \frac{\eta_m u_m / x_m^2 / t_m}{\eta_p u_p / x_p^2 / t_p} \dots\dots\dots (2.2)$$

ただし, 添字 p , m はそれぞれ実物 (prototype), 模型 (model) を表わす。

さて, 同式中に含まれるパラメータは, ρ , u , t , ν , E , η (ν , E は λ , μ に置き換えてもよい。) の 7 個であり, 一方, 式 (2.2) は 3 つの相似方程式である。ところが, 式 (2.2) からは, 変位 u についての制約条件は導かれない。そうすると, u を除く 6 個のパラメータに対し, 3 個の制約条件が付されることになるから, この場合 3 個分の自由度が残されていることになる。よって, 後は実験上の制約条件を満足するように各パラメータの相似比を決めてやればよい。

7 個のパラメータを表 - 2.1 に示す。同表には, 想定する実物の諸元, 縮尺比, および模型の諸元を示した。同表で, 7 個のパラメータのうち, *) 印を付けた 3 個については模型実験実施上の制約条件から縮尺比を決めた。すなわち, ダム高さ x は, 模型制作経費, 土槽

表-2.1 相似則に関するパラメータ

パラメータ	記号	次元	縮尺比 (m/p)	単位	実物	模型	備考
ダム高さ	x	L	1/100 *)	m	20	0.2	
密度	ρ	ML ⁻³	1/2 *)	t/m ³	2.0	1.0	
時間	t	T	1/10	sec			
変位	u	L	1/100 **)	m			***)式(2.2)からは決まらない。
ヤング率	E	ML ⁻¹ T ⁻²	1/200 *)	tf/m ²	2,000	10	
ポアソン比	ν	—	1/1	—			
内部粘性減衰係数	η	ML ⁻¹ T ⁻¹	1/2,000	tf・sec/m ²	?	?	
備考		$\lambda_L = 1/100$ $\lambda_M = 5 \times 10^{-7}$ $\lambda_T = 1/10$	*) 模型実験実施上の制約条件より設定。				

寸法 (1 m × 1 m × 0.5 m を使用), 実験計測の精度確保等を考慮して決めた。密度 ρ およびヤング率 E については, 使用する模型材料 (アクリルアミド系ゲル剤, 後述) の特性から決まった。時間 t は式 (2.2) から, 次のように与えられる。

$$\frac{t_m}{t_p} = \frac{x_m}{x_p} \cdot \sqrt{\frac{\rho_m}{\rho_p} \cdot \frac{E_p}{E_m}} = \frac{1}{100} \cdot \sqrt{\frac{1}{2} \cdot \frac{200}{1}} = \frac{1}{10} \quad \dots\dots\dots (2.3)$$

また, 内部粘性減衰係数 η については次のようになる。

$$\frac{\eta_m}{\eta_p} = \frac{E_m}{E_p} \cdot \frac{t_m}{t_p} = \frac{1}{200} \times \frac{1}{10} = \frac{1}{2,000} \quad \dots\dots\dots (2.4)$$

このとき, 無次元量である減衰定数 h は等しくなる。したがって, 実物と模型で減衰定数を合わせようとする, 同じ材料ではなく実物より粘性抵抗の小さい材料を用いねばならないことになる。⁴⁴⁾

2.1.3 模型材料の選定

模型材料の選定に当っては, まず既往の同様の実験例から調べることにした。

表-2.2 は, 既往のダムの弾性模型振動実験例をまとめてみたものである。また, 表-2.3 では, 表-2.2 に示した模型材料の利点・欠点を列挙した。

振動実験を行う場合の模型材料に適する条件は,

- (1) 弾性係数, 密度が長期間安定であること。
- (2) 弾性係数が低くて所定の値のものが容易に得られること。
- (3) 模型作成が容易であること。

等が考えられる。

表-2.3 を見ると, 寒天・ゼラチンは安価であるが, 硬化時の冷却温度およびその後の温度変化, 乾燥などによって物性値が変化しやすい事がわかる。アクリルアミド系ゲルも同様

表-2.2 既往のダムの弾性模型振動実験例

著 者	実験対象	材 質	密 度 ρ (g/cm ²)	ヤ ン グ 率 E (kgf/cm ²)	減 衰 定 数 h (%)	ポアソン比 ν	
松村(1934)	フィルダム	寒 天	1.6	約10~25			
畑中(1952)	フィルダム	粘性土					
畑野(1951)	重力ダム	寒 天					
岡本ら(1966)	山王海ダム	寒 天					
貞弘(1979)	フィルダム	プラスチックゲル	1.05	0.28~0.55	0.1 ~0.2	0.5(仮定)	
東電(1976~78)	大野ダム	塩化ビニール系	1.01~1.14	0.1 ~10	0.12 ~0.2		
	高瀬ダム	合成樹脂	1.00~1.05	0.1 ~0.4	0.011~0.014		
	五原ダム	ゼラチン					
安中(1984)	深田ダム	シリコンゴム	1.04	0.67		0.497	
		シリコンゴム+石膏	1.26	0.5~50		0.230	

表-2.3 各種模型材料の特徴

模 型 材 料	利 点	欠 点	弾性係数の範囲 E (kgf/cm^2)
寒 天	○ 廉価	○ 物性のコントロールが難しい ○ 温度影響・乾燥・腐蝕	
アクリルアミド系 (ホモゲル)	○ 廉価 ○ 常温で成形可	○ 乾燥による物性変化 ○ 材料分離が生じやすい。	0.1 ~ 7
プラスチックゲル 塩化ビニール ナフタル酸ジオクチル	○ 減衰定数が土に近い。 ○ 物性の経時的変化が小さい。 ○ 物性のコントロールが容易	○ 高価 ○ 高温(150°C)で成形	0.05 ~ 20
シリコンゴム	○ 物性の安定性が非常に良い	○ 高価	
ゼラチン	○ 廉価	物性の経時的変化	0.01 ~ 2

に物性値の変化が生じるが、水分の蒸発を防げば経時的な変化は小さいといわれている。また、プラスチックゲルおよびシリコンゴムは近年各種実験に使用されてきているものである。これらは、物性の長期安定性に優れているなどのいくつかの利点がある。しかし、コストが非常に高いのが欠点である。

以上より、物性値およびその安定性に関してはプラスチックゲル・シリコンゴムが優れており、経済性・施工性については寒天・ゼラチン・アクリルアミド系ゲルが優れていると言える。

今回は、以上を総合的に判断して、アクリルアミド系ゲル材を用いることとし、その安定性に十分注意を払うことにより、物性の品質管理を行うこととした。

2.2 模型材料の特性試験

模型材料として使用するアクリルアミド系ゲルの力学特性を調べた。

アクリルアミド系ゲルは、主剤（アクリルアミド、商品名：日東SS）、水、および反応開始剤（過硫酸カリウム）を混合攪拌すると重合反応を起して形成される。これは不溶性のゲル体であり、弾力性に富んでいる。また、必要に応じて促進剤（ジメチルアミノプロピルニトリル）、開始剤（過硫酸カリウム）を添加し、反応速度を制御することができる。このゲル体は主剤濃度により弾性係数が増加する。また、引張に対して弱いという欠点があり、これを防ぐための補強剤としてベントナイトおよびケイソウ土が添加されることがある。このとき弾性係数および減衰定数も大きくなる傾向がある。

アクリルアミド系ゲル剤の主剤濃度および補強剤濃度と密度および弾性係数との関係を調べた。その試験方法を図-2.1に示す。

表-2.4は供試体の配合比と試験結果を一覧にして示したものである。図-2.2に各供試体の応力-ひずみ関係を示す。同図によれば、各試験ともほぼ線型的な関係を示していると言えるが、一部データにばらつきがあったり原点を通らないものもある。これは、図-2.1に示したように、一軸圧縮試験において供試体上下面はガラス板に接しており、この部分の端面摩擦除去をしなかった（試験技術が未熟だったため）ことが主な原因ではないかと思われる。また、クリープ変形も若干ではあるが生じた。

図-2.3は、上記データから、補強剤濃度をパラメータとし、主剤濃度とヤング率、密度の関係をまとめたものである。同図より、ヤング率は主剤および補強剤濃度とともに高くなること、密度は主剤濃度にはあまり依存せず、補強剤の濃度とともに大きくなっているが、その変動は小さいこと等がわかる。なお、同図で補強剤の濃度は最高で25%であるが、これは混合攪拌により一様な溶液を作れる限界であった。

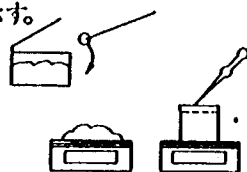
振動実験模型の製作に当っては、以上の結果を基にして配合を決定した。

試験は、供試体作成と一軸圧縮試験よりなる。

次に、各々の方法を、フローシート及び図で示す。

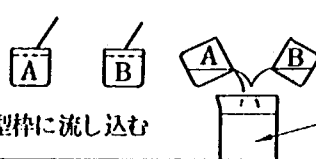
① 供試体作成

・計量： 配合比を決定し重さを量る
主剤、補強剤、開始剤、促進剤、水

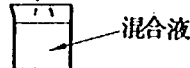


・型枠組立： 突固め試験用モールド ($\phi = 10\text{cm}$) を型枠として利用し、シーリング及び型枠解体を容易にするため内面にグリースを塗布する

・〇台： A液とB液に分けて2つのビーカーに溶解する
A液：主剤+促進剤+補強剤+水
B液：開始剤+補強剤+水



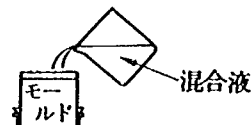
A液とB液を混合攪拌し型枠に流し込む



・モールド内面に空気が付着しないように除去し、凝固するまで5分間程度放置する。

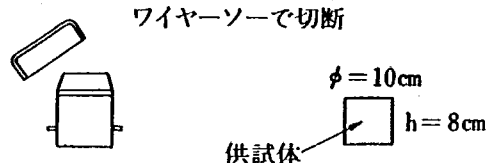
・型枠解体

凝固反応は、発熱反応であり、急加率的に進行する。供試体が凝固した後、モールドを静かに抜き取る。



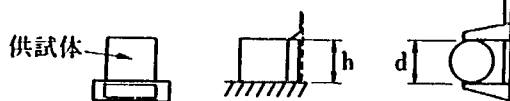
・成形： モールドとワイヤソーを使用し、供試体の高さを8cm程度に切る。これは、供試体の弾生係数が300~1000g/cm²程度の範囲内にあり、値が低いいため一軸圧縮試験の載荷時に座屈しやすいからである。

ワイヤソーで切断



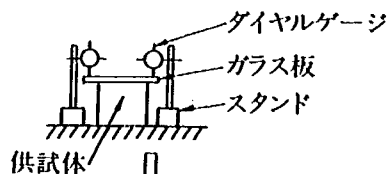
② 一軸圧縮試験

・計測： 供試体の重量、高さ、直径を測定する。

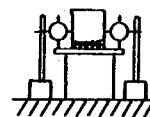


・変位測定： ダイアルゲージの針が変化しなくなったのを確認し、その値を読む。

・設置： 供試体の上にガラス板を置き、ダイアルゲージを2個セットする。初期値を読む。



・除荷： プラスチックピーカーを供試体の上から取り除く。



・〇荷： プラスチックピーカーにパチンコ玉を入れ(約500g)直示台ばかりでその重量を測定し、供試体に載せる。



・次に、漸次、パチンコ玉の重量を増加させ、載荷・除荷を繰り返す。以上の作業より、荷重と変位を測定し、垂と応力の関係を求めて、図にプロットする。

図-2.1 一軸圧縮試験の方法

表-2.4 一軸供試体一覧

供試体 番 号	主剤濃度	補 強 剤			弾 性 係 数	密 度
		ベントナイト +ケイソウ土	ベントナイト	ケイソウ土		
	%	%	%	%	gf/cm ²	g/cm ³
1	10.0	0	0	0	603	1.031
2	10.0	0	0	0	600	1.011
3	10.0	5.0	5.0	0	866	1.0497
4	9.5	"	"	0	714	1.033
5	9.0	"	"	0	574	1.047
6	8.0	"	"	0	485	1.0443
7	10.0	10.0	5.0	0	1,090	1.068
8	9.0	"	"	5.0	927	1.061
9	8.0	"	"	"	710	1.057
10	7.7	"	"	"	622	1.088
11	7.5	"	"	"	624	1.065
12	8.0	16.0	8.0	8.0	1,002	1.085
13	7.2	"	"	"	725	1.091
14	7.0	"	"	"	580	1.053
15	10.0	20.0	10.0	10.0	1,900	1.117
16	7.0	"	"	"	928	1.111
17	6.4	"	"	"	915	1.100
18	6.0	"	"	"	466	1.133
19	5.0	"	"	"	352	1.147
20	10.0	25.0	0	25.0	2,450	1.159

*) 濃度は溶液に対する重量比である。

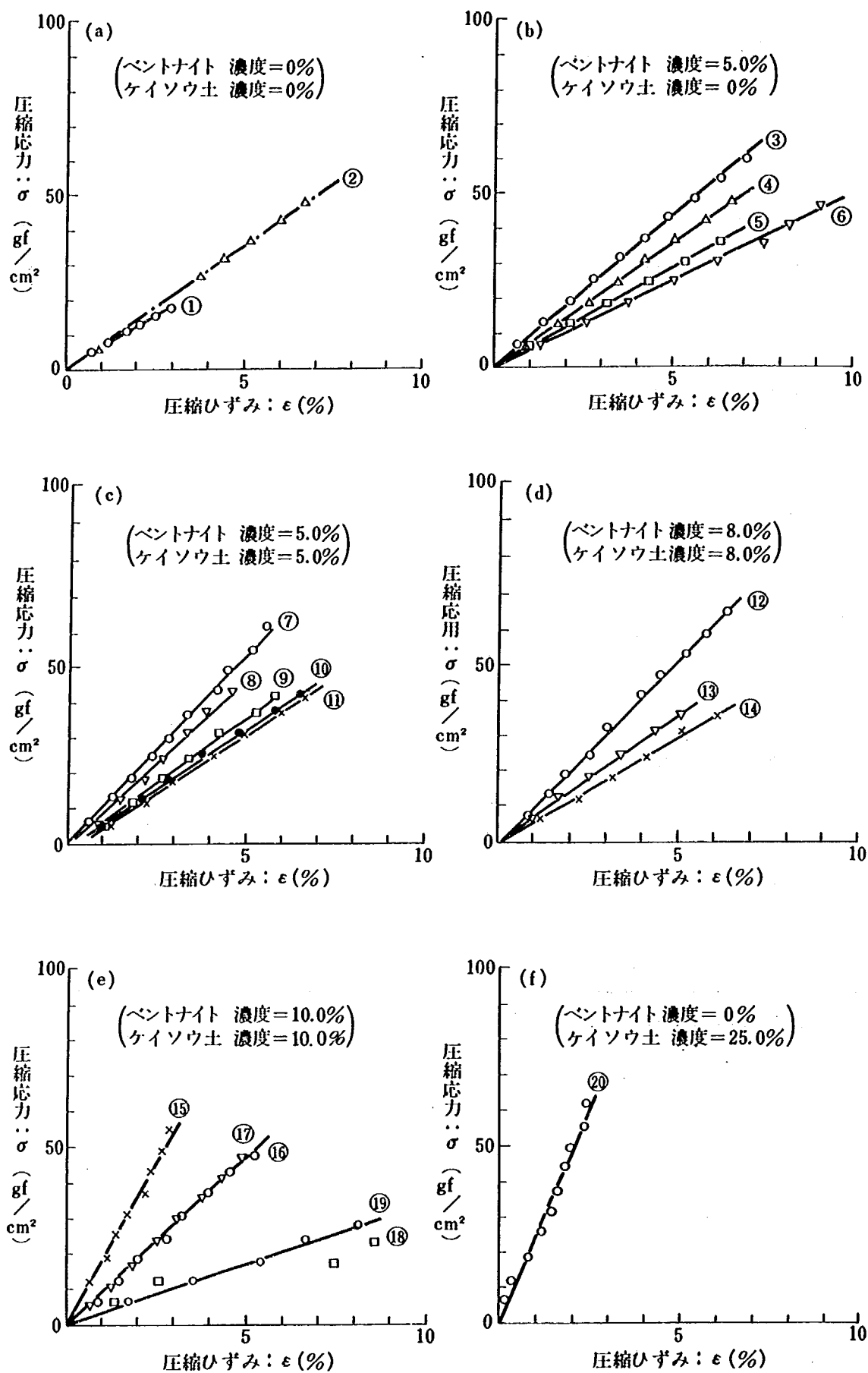
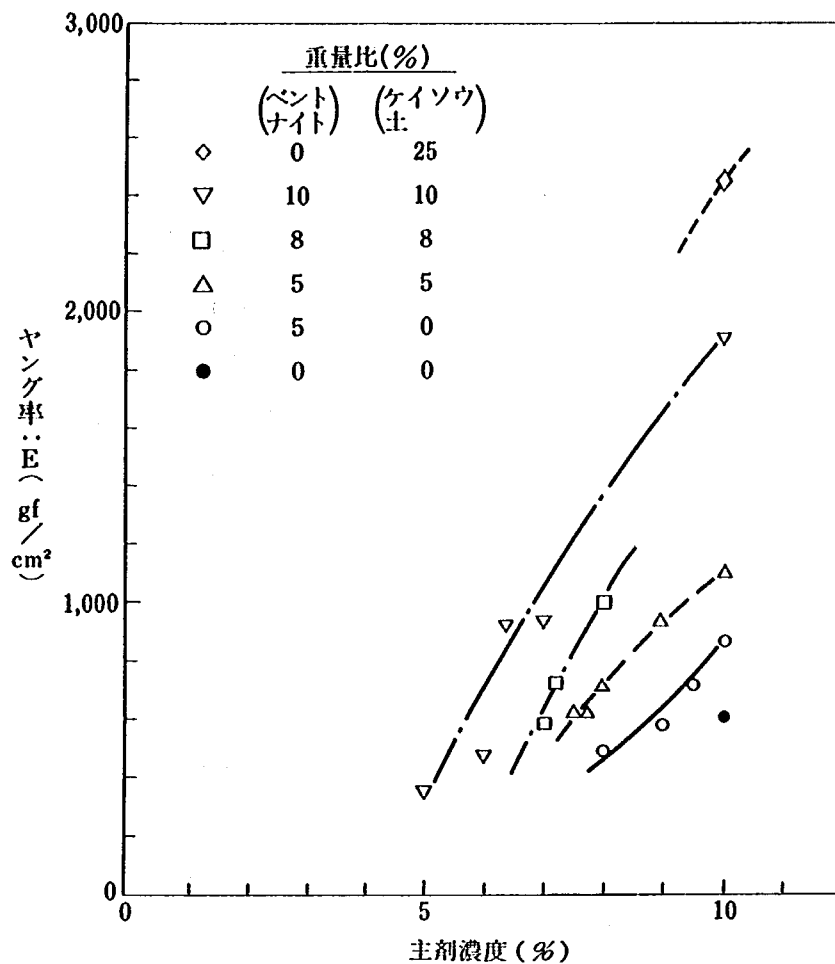


図-2.2 実験材料の一軸圧縮試験結果

(a) 主剤濃度とヤング率の関係



(b) 主剤濃度と密度の関係

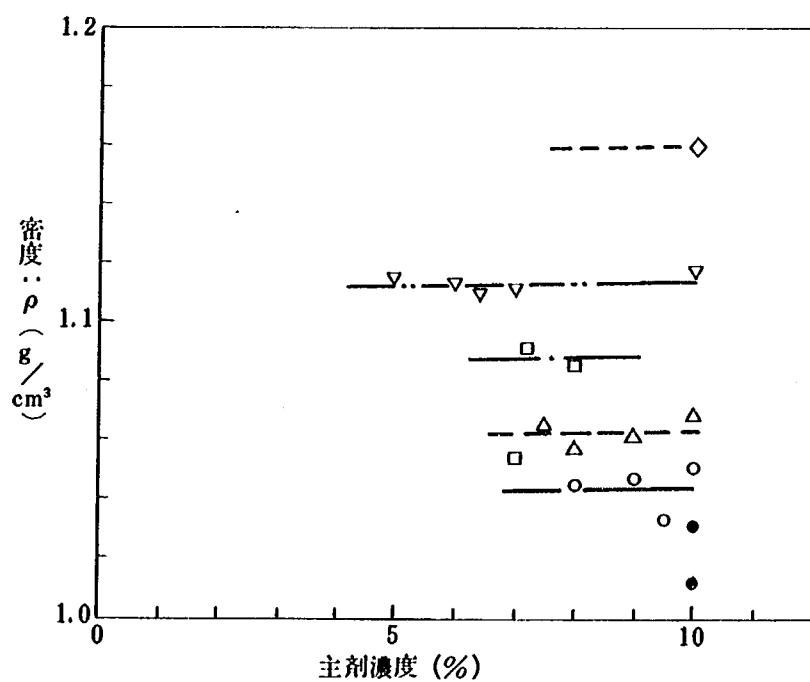


図-2.3 主剤濃度とヤング率, 密度の関係

2.3 模型振動実験ケース

実験は、昭和 55 ～ 57 年度の 3 か年で計 10 ケース実施した。その形状寸法を図－2.4 に示す。
また、その形状諸元を表－2.5 に示す。

これら 10 ケースの模型は、次のような項目と対応している。

(着眼点)	(対応する実験モデル)
○ 矩形谷	Model - 1
○ 地山勾配の変化	Model - 2, 3
○ 袖部堤高(h)の変化	Model - 10, 4, 5, 6, 1
○ 河床幅(B)の変化 ——— (袖部ありの場合)	Model - 8, 5, 7
(袖部なしの場合)	Model - 9, 10, (1)

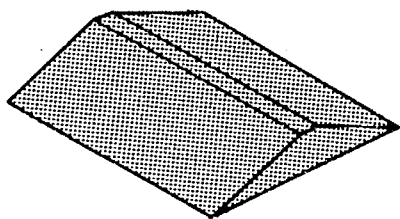
表－2.5 模型の形状・諸元

実験モデル	断面形	堤 高 H(cm)	堤 頂 幅 (cm)	のり勾配	堤 頂 長 L(cm)	河 床 幅 B(cm)	袖部堤高 h(cm)	地山勾配
Model - 1	全断面	20	8	1 : 2	100	100	なし	8
Model - 2	半断面	"	"	"	(200)	(96)	8	"
Model - 3	"	"	"	"	(200)	(72)	"	"
Model - 4	全断面	"	"	"	100	20	5	"
Model - 5	" "	"	"	"	"	20	8	"
Model - 6	"	"	"	"	"	20	11	"
Model - 7	"	"	"	"	"	50	8	"
Model - 8	"	"	"	"	"	0	"	"
Model - 9	"	"	"	"	"	0	なし	"
Model - 10	"	"	"	"	"	15	"	"
備 考					()は、全断面とみなした場合。	同 左		

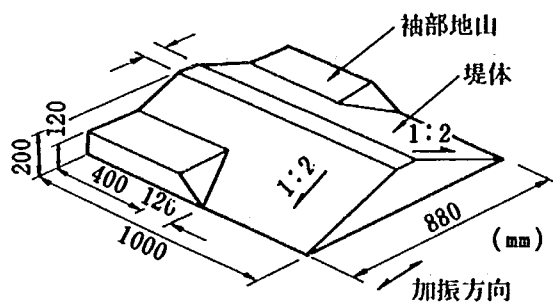
(立体图)

(正面图)

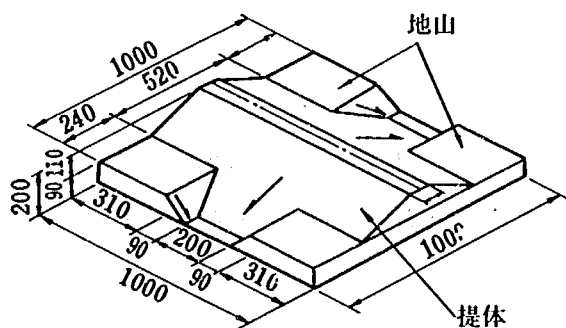
Model -1



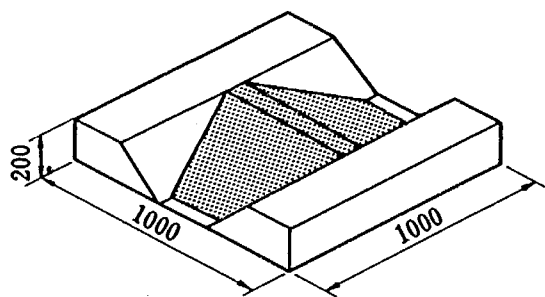
Model -2, 3



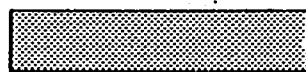
Model -4~8



Model -9, 10



Model -1



Model -2



Model -3



Model -4



Model -5



Model -6



Model -7



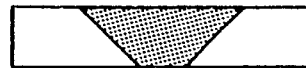
Model -8



Model -9



Model -10



S.55年度
実施

S.56年度
実施

S.57年度
実施

図-2.4 模型形状

2.4 実験方法

2.4.1 模型の製作

模型は、厚さ 20 mm の透明アクリル板製で、内寸法 100 cm × 100 cm × 50 cm の十分な剛性を有する正方形振動箱内に作った。模型はダム本体（堤体）および地山から成るが、ダム本体は前述の通りアクリルアミド系ゲルにより作っており、地山は石膏で作った。この石膏製の地山は十分な剛性を有している。

模型の製作は図－2.5 に示すような手順で行った。

① 土槽及び足場の据付け

はじめに、土槽を振動台にセットし、模型の上方に模型打設および実験時の写真撮影用足場を据付けた。（写真－2.1）

② 地山の打設

土槽底に石膏を約 10 cm 厚さに打設した。つぎに、袖部地山打設用の型枠を据付け、型枠の周辺部を油粘土及び硬練りの石膏でシールし、型枠におもりを載せた後、石膏を流し込んだ。なお、おもりは石膏を流し込むことにより型枠が浮き上るのを防止するためである。石膏が固まった後に型枠及びおもりを取り除いた。

③ 堤体の打設

堤体用型枠を上と同様の方法でセットした後、アクリルアミド混合液（A 液、B 液）を足場上の大型ポリバケツに準備し、2 液を十分に攪拌混合した後、サイホン（給油ポンプ）を用いてすばやく型枠内に流し込んだ。（写真－2.2）なお、A 液・B 液とは次のような組成であり、

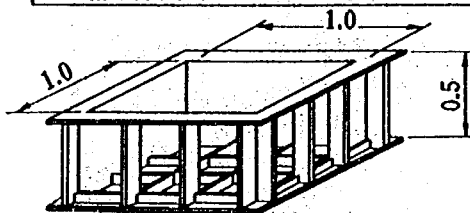
A 液：主剤，促進剤，抑制剤，ベントナイト，水

B 液：開始剤，ケイソウ土，水

2 液を混合すると主剤と開始剤が反応して硬化が始まる。

①土槽及び足場の据付け

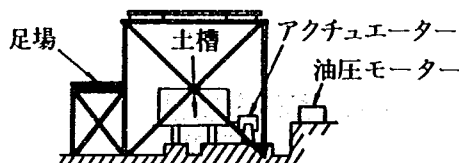
土槽の製作： 厚さ20mmのアクリル板で、1.0m×1.0m×0.5mの土槽を製作する



土槽の設置 振動台(1.2m×0.6m)に土槽をボルトナットで取付ける

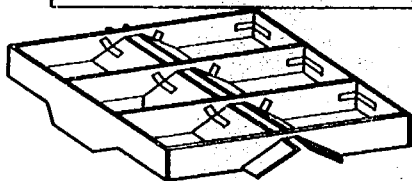


足場の組立： 地山の石膏打設、堤体のアクリルアミド打設写真測定のために足場を組立

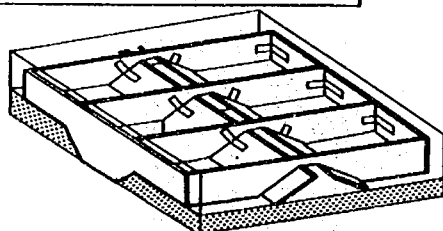


③堤体の打設

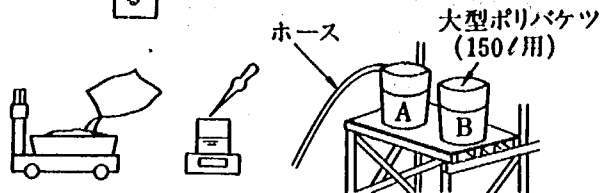
堤体型枠の製作： 厚さ12mmの耐水ベニア、鋼製アングル、ボルトナットで型枠を作る



堤体型枠の設置： 土槽内に型枠を設置し、油粘土と硬練の石膏でシールし、打設時に型枠が移動しないよう、カウンターウェイトを載せる

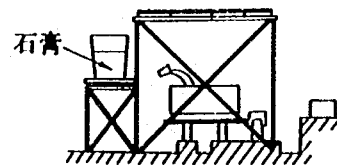


アクリルアミド等の配合： 主剤・補強剤を秤量の大きなはかりで計量し促進剤、抑制剤、開始剤は直示台ばかりで量る

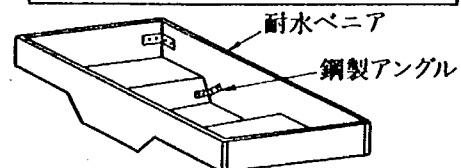


②基礎地盤の打設 (石膏)

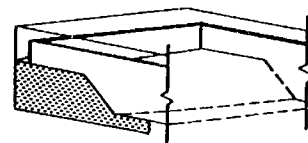
水平部基礎の打設： 大型ポリバケツ(150ℓ)を足場に載せて、水を入れそこに石膏を混入して溶解し小型ポリバケツで打設する



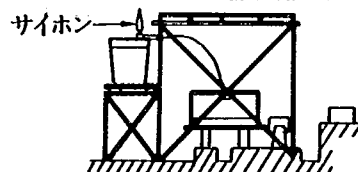
地山袖部の型枠製作： 厚さ12mmの耐水ベニア板と鋼製アングル、ボルトナットで型枠を作る



型枠の設置及び地山袖部の石膏打設： 土槽内に型枠を設置し、石膏打設時に漏れないよう、油粘土と硬練の石膏でシールし、型枠が移動しないようにカウンターウェイトを載せて打設する。



堤体の打設： 大型ポリバケツにA液(主剤、促進剤、抑制剤、ベントナイト水)、B液(開始剤、ケイソウ土、水)を、各々十分に攪拌し、溶解させた後、2液を混合し、早急にサイホンで打設する。



型枠解体及び堤体面着色： シール用の石膏及び油粘土を除去し、ボルトナットをゆるめて型枠を解体する。木炭粉をガーゼで包み、堤体表面を黒く着色する。糸を使って標点の位置を決め、頭を白ペイントで塗装したピンをさしこむ

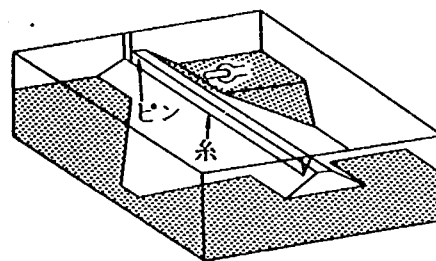
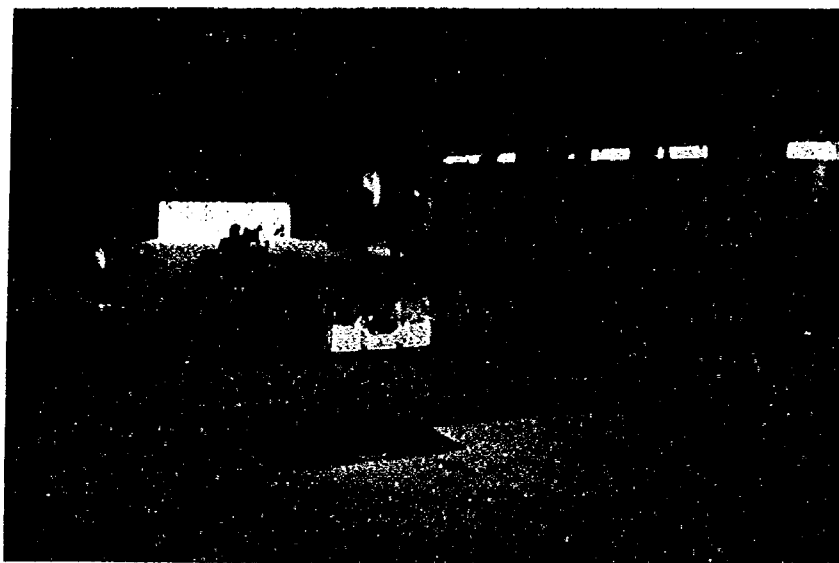


図-2.5 模型の製作手順



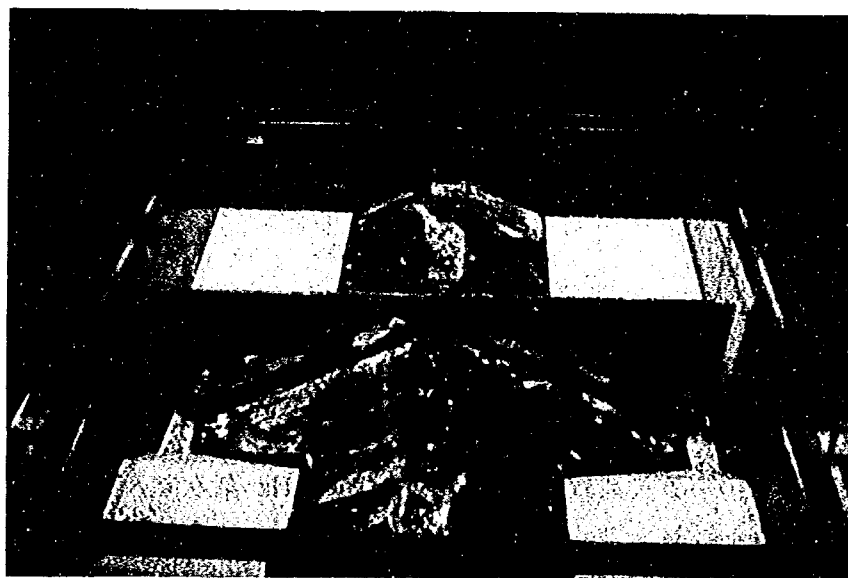
写真－ 2. 1 土槽等の設置状況



写真－ 2. 2 堤体の打設

また、堤体打設時においては、模型の力学特性を調べるための一軸圧縮試験・自由減衰試験用の供試体を、円筒モールド内に流し込んで作った。この模型材料は、硬化した後の成形が非常に困難なためこのような方法をとったものであり、同時に作製した模型と力学試験用供試体はほぼ同じ特性を有するものと考えた。両者の違いとしては、ボリュームが異なるので硬化時発熱（40℃程度になる。）の発散しやすさも異なることがあり、これが硬化時温度に影響して物性値に微妙な差を生じている可能性も考えられる。

つぎに、堤体が硬化したことを確認したら型枠を除去し、堤体表面に木炭粉をはたき、全体を黒く着色した。さらに、堤体表面のあらかじめ決めた測線上に白色ピンを刺した。（写真－2.3）これは、振動実験時の振動モードを写真撮影により観察するためのものであり、白色ピンがターゲットで、黒炭粉はそのコントラストを付けるためのものであり、光を反射しにくい性質を有している。



写真－2.3 模型の最終形状

2.4.2 振動台

本実験で用いた振動台は都合により年度毎に異なっている。

昭和55年度の実験では、動土質研究室所有の振動台を用いた。主な仕様は次の通りである。

- 振動台寸法：1.2 m × 0.6 m
- 駆動方式：電気油圧サーボ方式
- 加振力：最大0.5 tf
- 製作所：サム電子機械㈱
- 製作年：昭和44年

なお、この振動台はもともと振動圧密試験機として使用していた加振装置を部分改造して設けたものであり、老朽化その他の理由により、振動台の加速度波形は相当に乱れている。

昭和56年度はダム耐震実験施設の振動台を用いた。主な仕様は次の通りである。

- 振動台寸法：4 m × 4 m
- 駆動方式：電気油圧サーボ方式
- 加振力：（水平方向）最大 59 tf
（鉛直方向）最大 109 tf
- 製作所：日立製作所^(株)
- 製作年：昭和 54 年

この振動台には制御・計測処理システムが整備されており、加振もミニコンにより自動的に行うことができる。たとえば、加速度一定で周波数を漸次変化させるスイープ試験は自動的に実行され、その結果も後処理によって共振曲線が得られる。

昭和 57 年度には、振動実験施設に設置されている中型振動台を用いた。主な仕様は次の通である。

- 振動台寸法：2.0 m × 1.5 m
- 駆動方式：電気油圧サーボ方式
- 加振力：最大 tf
- 製作所：MTS 社（米国）
- 製作年：昭和 年

2.4.3 加振方法

加振はダム上下流方向の水平加振であり、すべて正弦波加速度を入力した。

はじめに、加速度計を模型に埋設しない状態で低加速度レベル（20 ～ 30 gal）でのスイープ試験を実施し、増幅の著しい周波数のおおよその見当をつけた。つぎに、写真撮影の目的でその共振周波数付近のある周波数範囲において、0.5 Hz 刻みで入力加速度 100 gal 程度での加振を行った。

つづいて、堤体表面に加速度計を埋設し、低加速度レベル（20 ～ 30 gal）でのスイープ試験を行った。周波数範囲は 2 ～ 40 Hz 程度である。

2.4.4 実験計測

測定は、上述のように、加速度計により応答加速度を記録する方法と、堤体表面のターゲットの応答変位を写真撮影により記録し、読み取る方法の 2 つを併用して行った。

加速度計による方法で、堤体表面の所定の位置をカッターナイフで加速度計の大きさに切り取り、そこに埋め込んだ後、加速度計と堤体との接着のためにアクリルアミド溶液を少し流し込んだ。加速度計は共和電業^(株)製の低容量加速度変換器 AS-2GS を用いた。昭和 55 年度の実験（ケース 1, 2, 3）では、防水箱付き（寸法 20 mm × 25 mm × 50 mm，質量 45 g）で、しかも直径 9 mm の太いケーブル付きの加速度計を用いた。ところが、これを用いた実験の結果によると、ケーブルの付加質量の影響が認められたため、昭和 56，57 年度の実験では加速度計本体のみで寸法を 14 mm × 14 mm × 15 mm と小さくし、ケーブルも直径 3 mm の柔らかいものを用い、堤体の応答特性に及ぼす影響が極力小さくなるようにした。



写真－2.4 加速度計の埋設

なお、この加速度計の個数が十分でなかったため、堤体表面埋設位置を数回変えてスウィープ試験を繰返した。加速度計設置位置を図－2.6に示す。

加速度の記録は、昭和55、57年度の実験ではペンレコーダおよびデータレコーダを用いた。昭和56年度の実験では、振動台に付属するデータ処理システムに記録させた。

記録の処理は、昭和55、57年度の実験では各周波数毎の加速度振幅を読み取った。このとき、加速度波形のノイズ処理、すなわち各周波数以外の周波数成分のフィルタリングによる処理は行っていない。したがって、この2か年の実験で得られた共振曲線にはある程度の誤差が含まれている。一方、昭和56年度の実験では、フィルタリングが施されており、問題はない。

つぎに、写真撮影による方法では以下のようにした。まず、白色ピンを堤体表面に4 cmピッチの格子状に刺した。配置例を写真－2.5に示す。この方法では、堤体表面の白色ピンの応答変位量を現像写真から直接読み取るため、変位量はできるだけ大きい方が望ましい。このため、この場合の入力加速度は100 gal ないし 200 gal にした。また、応答変位はその最大振幅を読み取る必要があり、そのためカメラ（35 ミリを使用）の露出時間を振動周期より少し長めに設定し、白色ピンの軌跡を撮影するようにした（写真－2.6）。その後、写真をA1判の大きさに引き伸ばし、スケールで白色ピンの変位振幅を読み取った。

その他、8 ミリカメラでも撮影を行った。

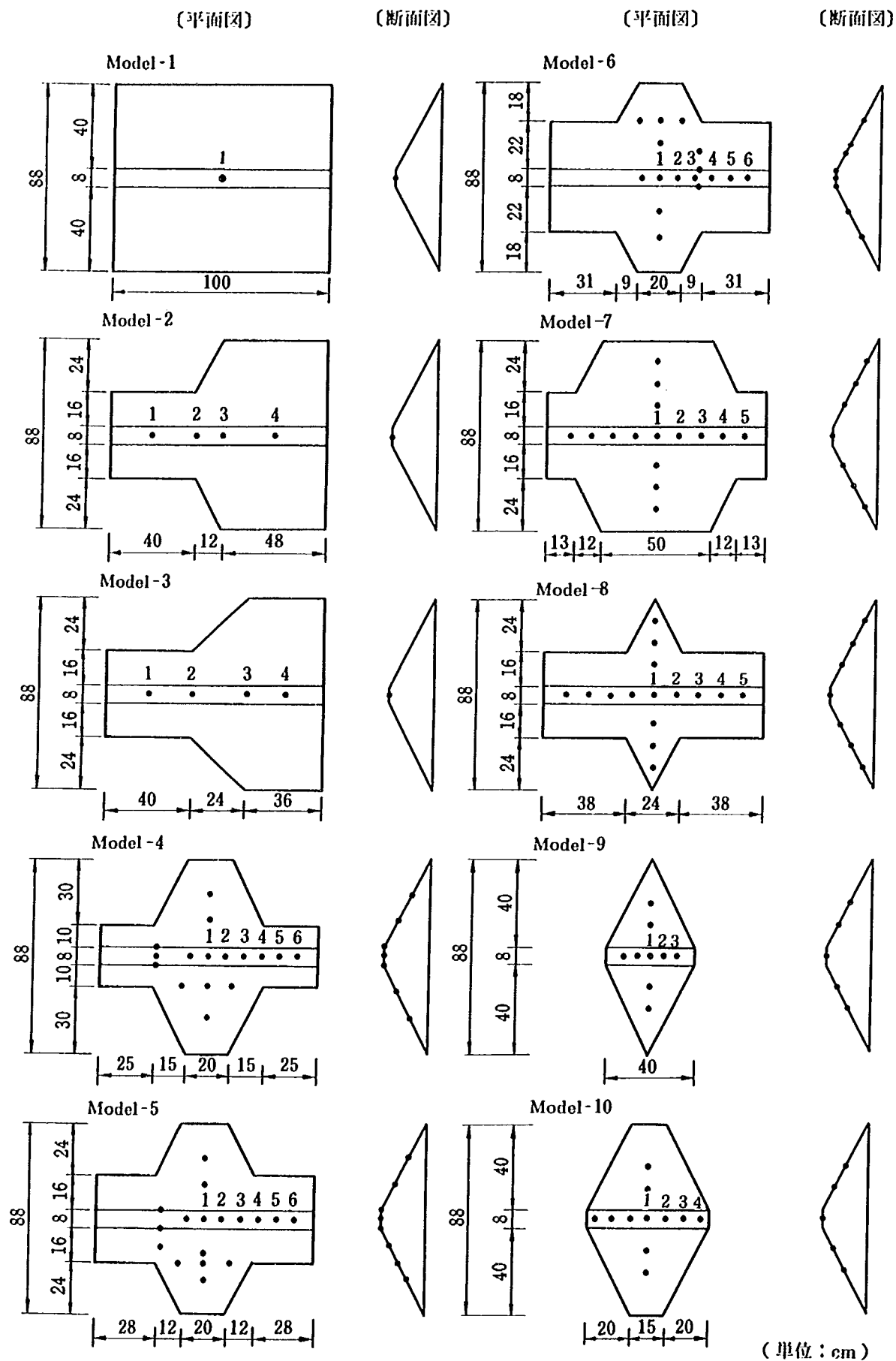


図-2.6 加速度計の設置位置図



写真－2.5 白色ピンを埋め込んでいる状況

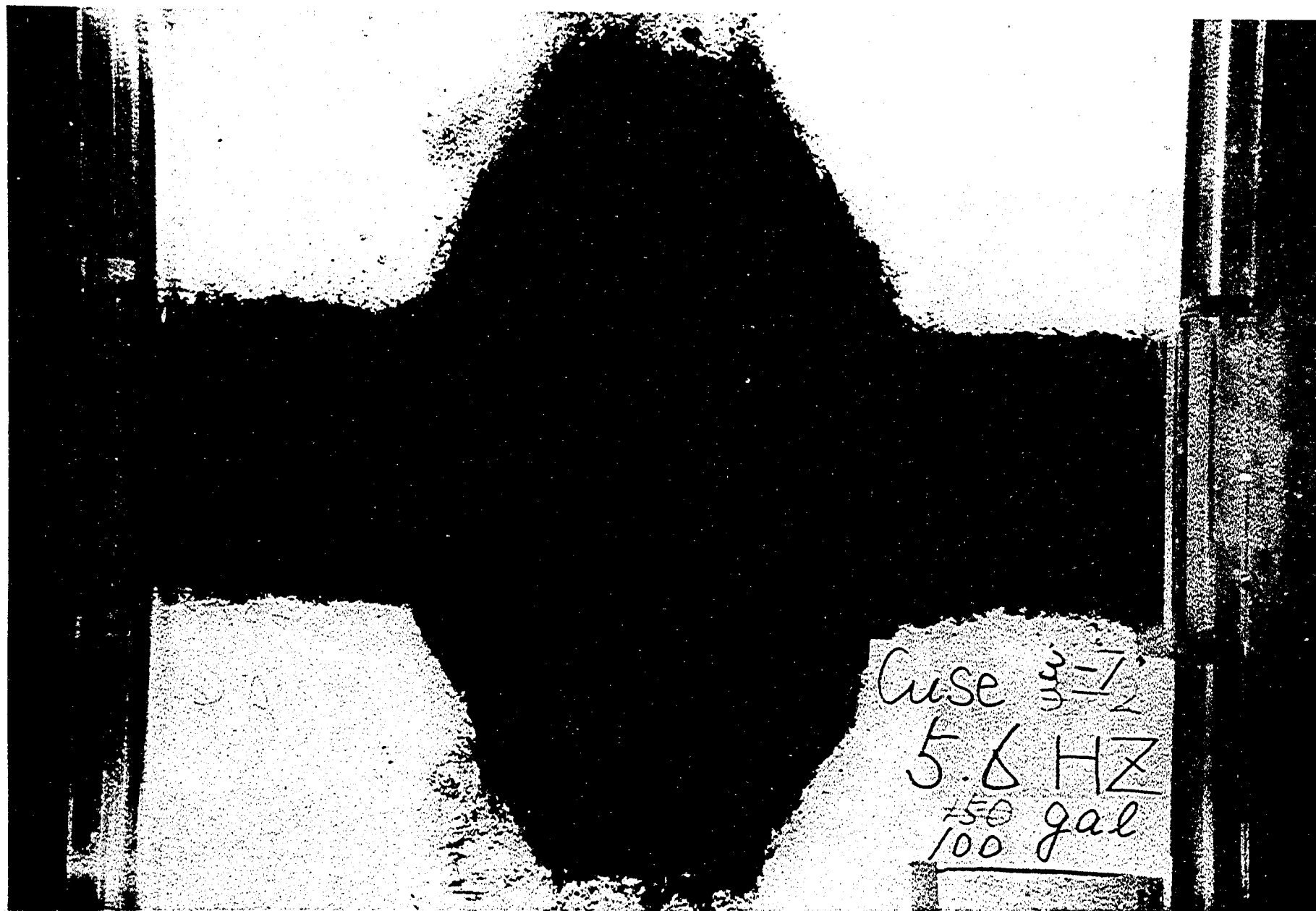


写真 - 2.6 振動実験時の模型の挙動 (Madel - 4 の例) (a) 長時間露出撮影

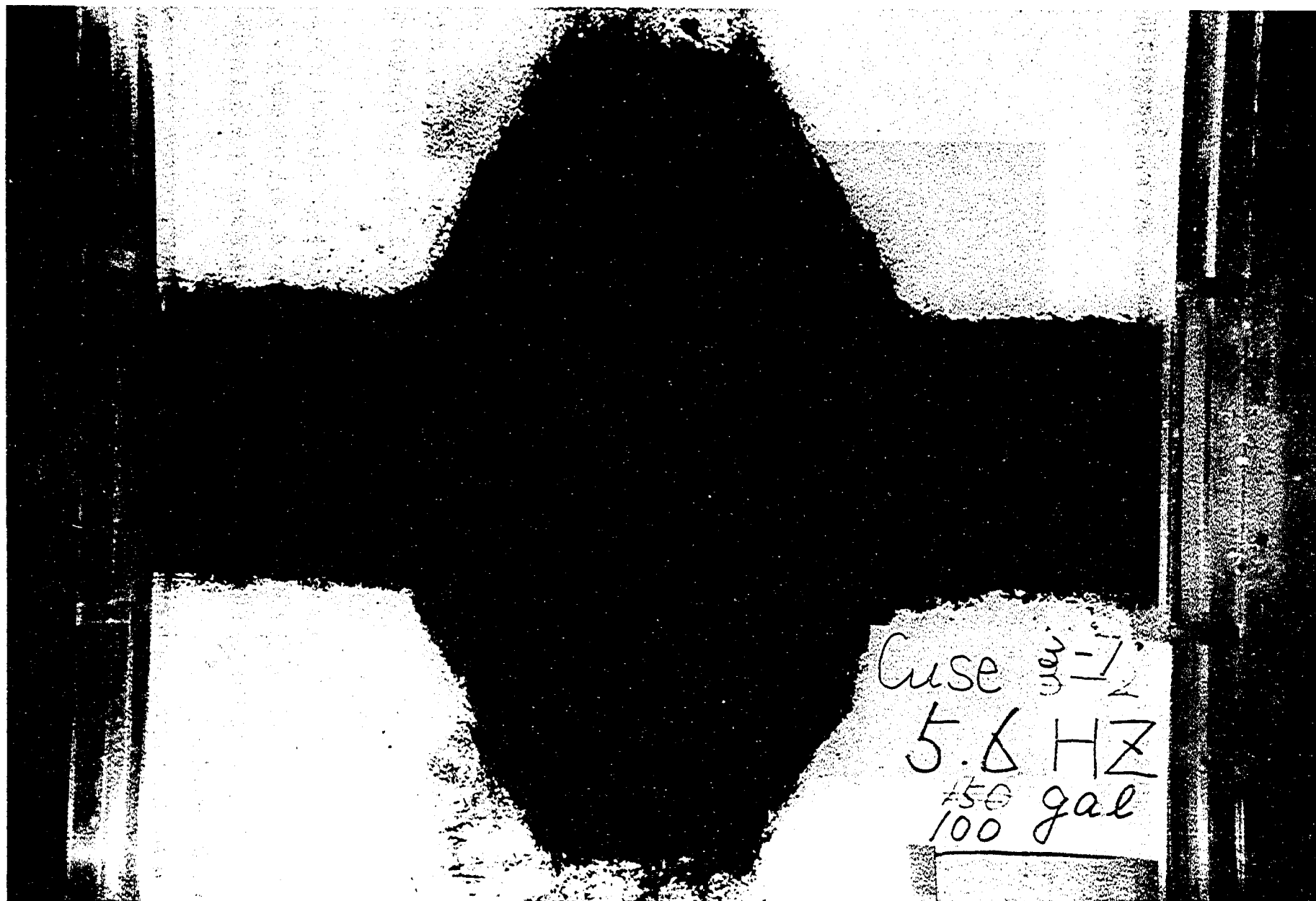
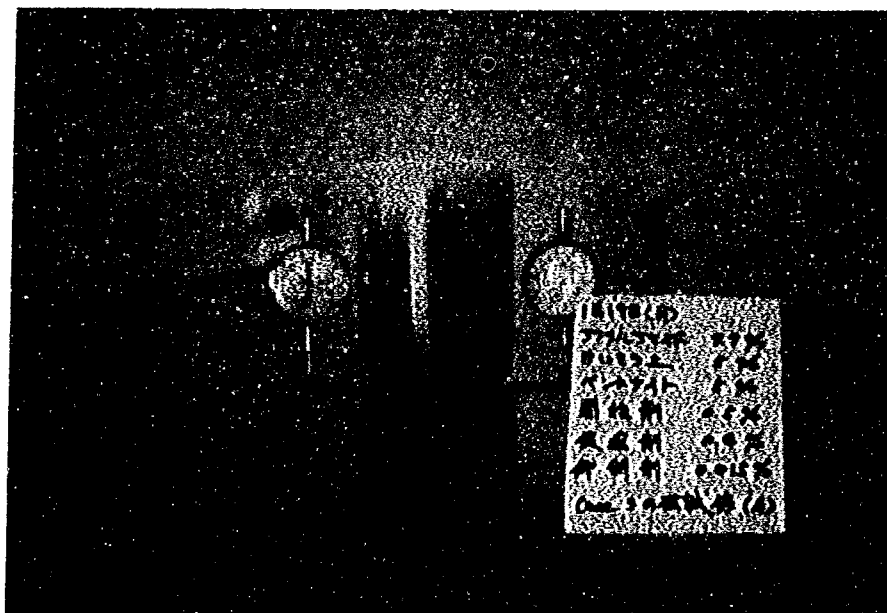


写真 - 2.6 振動実験時の模型の挙動 (Model - 4 の例) (b) 瞬間撮影

2.4.5 模型の品質管理試験

堤体の密度，弾性係数，減衰定数を別途試験により求めた。弾性係数は一軸圧縮試験により，減衰定数はねじり振動自由減衰試験により求めた。密度はこの供試体を用いて測った。これらの試験には，2.4.1の③に述べたように，堤体打設時に円筒モールドに流し込んで作成した供試体を用いた。

一軸圧縮試験の方法は図－2.1に示した通りであり，直径10 cm，高さ8 cmの供試体を用いている。試験の状況を写真－2.7に示す。



写真－2.7 一軸圧縮試験用供試体（Model－3の例）

ねじり振動自由減衰試験は図－2.7および写真－2.8に示す装置を用いて実施した。この試験は，同図に示すように，円柱供試体に任意のねじり変位をロッドを介して与えた後，これを解放して自由減衰振動させるものである。この装置は減衰定数測定上の誤差となる軸受け部の機械的摩擦を取り除くため，空圧軸受けとなっている。

また，試験時には，ロッドと軸受けが接触していないことをテスターにより確認している。側圧は，供試体が側方ひずみを生じない程度の大きさに調節している。ねじり振動はトップキャップに内蔵した加速度計で回転方向加速度を計測し，この減衰振動記録より対数減衰率を求め，減衰定数を得た。

なお，上記2試験はいずれも各模型に対し2～3供試体ずつ実施した。

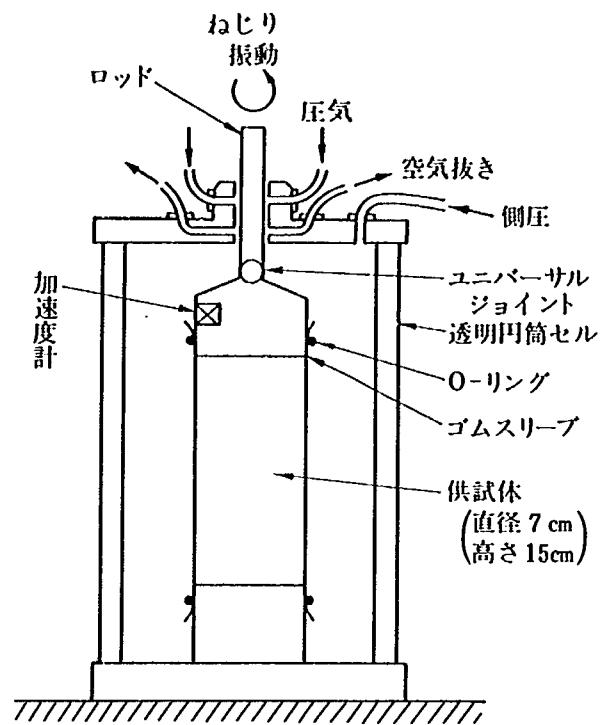


図- 2. 7 ねじり振動自由減衰試験装置

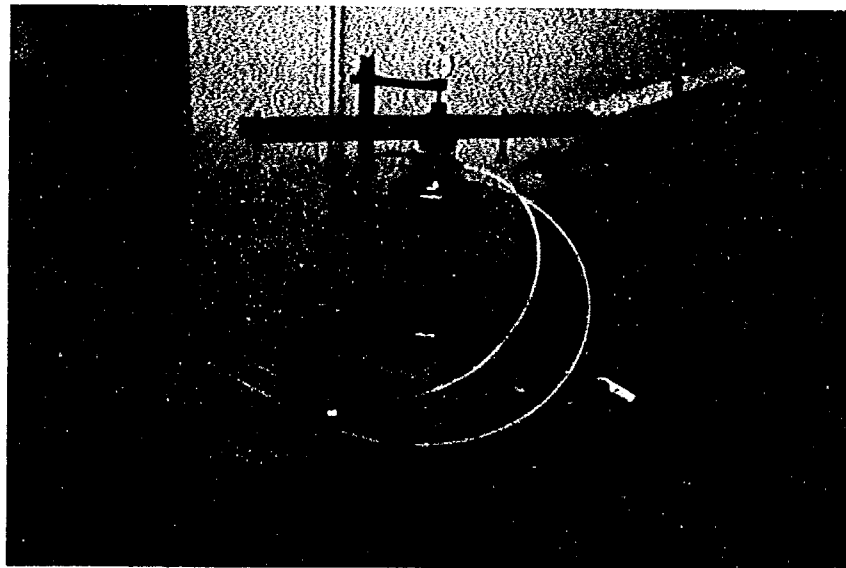


写真- 2. 8 ねじり振動自由減衰試験

2.5 実験結果

2.5.1 堤体材料特性

各模型の密度，弾性係数，減衰定数の測定値をまとめて表－2.6に示す。これらはすべて一定の配合条件の下に作成されたものであるが，各測定値のばらつきは密度が $\rho = 1.067 \sim 1.108 \text{ g/cm}^3$ ，ヤング率が $E = 290 \sim 644 \text{ gf/cm}^2$ ，減衰定数が $5.0 \sim 6.0 \%$ となっており，ヤング率のばらつきが最も大きいことがわかる。また，このばらつきは模型の順を追うにつれて小さくなってきており，施工法，特にアクリルアミド溶液の攪拌の良否が影響しているように考えられる。また，硬化時の外気温条件も影響していることが推定される。なお，ヤング率を求めた一軸圧縮試験の結果を図－2.8に示す。

表－2.6 各模型の物性値の一覧

模 型	密 度 $\rho(\text{g/cm}^3)$		ヤ ン グ 率 $E(\text{gf/cm}^2)$		減 衰 定 数 $h(\%)$	
		(平均)		(平均)		(平均)
Model－1 ¹⁾	1.080 (上部) 1.084 (下部)	1.082	1.517 (上部) 844 (下部)	—	—	—
Model－2	1.102 1.070	1.088	560 556	558	—	—
Model－3	1.078 1.078	1.078	638 647	644	—	—
Model－4	1.079 1.079 1.068	1.075	311 326 340	326	5.3 7.3	6.3
Model－5	1.069 1.080 1.102	1.084	362 364 370	365	5.4 5.3 5.6	5.4
Model－6	1.083 1.138 1.103	1.108	307 283 280	290	5.3 4.7 5.3	5.1
Model－7	1.067 1.065 1.069	1.067	388 413 408	403	5.7 6.1	5.9
Model－8	1.071 1.097 1.072	1.080	370 375 380	375	5.7 5.4	5.6
Model－9.10 ²⁾	1.075 1.078 1.079	1.077	495 469 456	473	5.1 5.4	5.3

注 1) 2回に分けて打設したため，模型の上下で物性値が異なる。

2) 2体を同時に作成した。

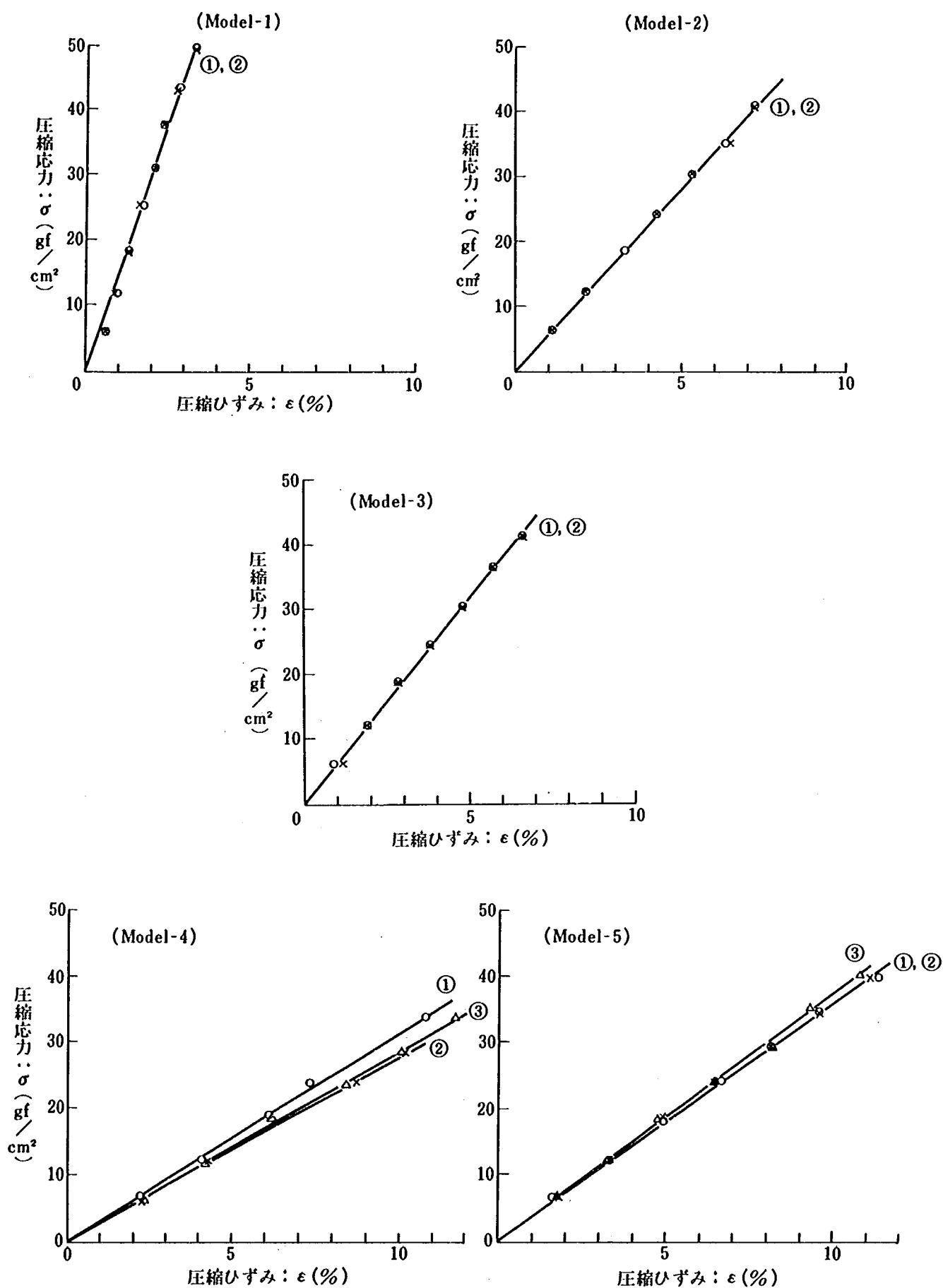


図- 2. 8 一軸圧縮試験結果(1)

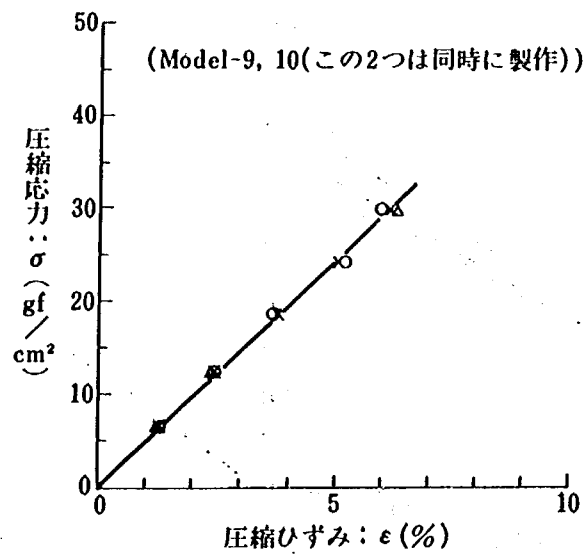
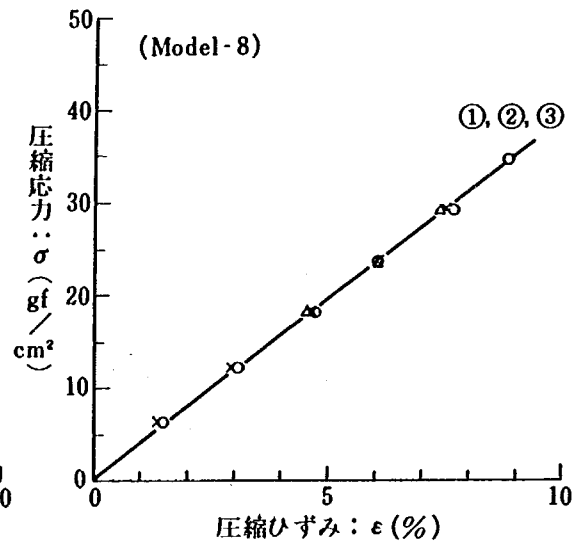
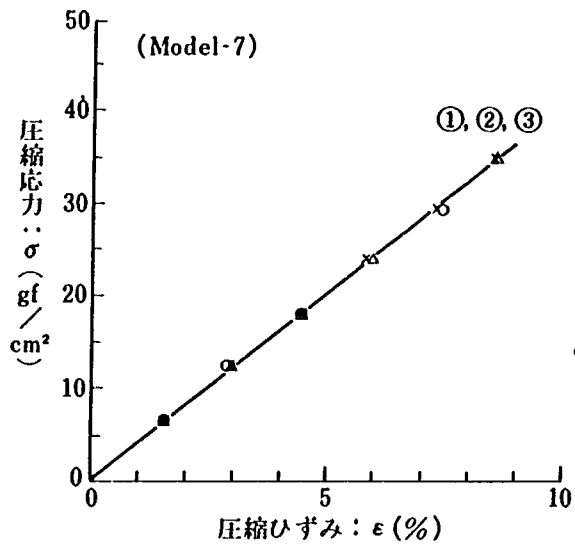
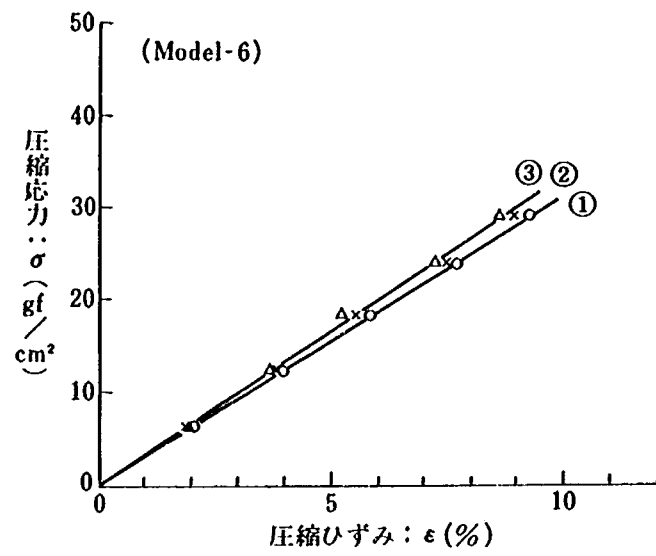


図-2.8 一軸圧縮試験結果(2)

2. 5. 2 振動実験結果

(1) 共振曲線

各模型の加速度測定による共振実験の結果得られた共振曲線を、図-2.6に示す測点のうちの代表的な3~4点についてまとめて描いたのが図-2.9である。同図で、縦軸の応答倍率は各測点の応答加速度の基盤入力加速度に対する比をとっている。

図-2.9より一般的に次のことが言える。

すなわち、1次のピークはいずれの模型においても天端中央で現われ、その値は最も大きい。また、このとき袖部を有するモデルでは袖部天端の応答倍率はピークとなっておらず、天端中央での1次卓越振動数より大きいところではじめてピークが現われている。このとき、天端中央での応答倍率は一般にピーク値となっていない。また、ダム本体が袖部に取付く付近での天端における共振曲線はそれらの中間的な性状を示している。以上より、周波数応答特性は測点の位置により異なると言えるが、たとえば、袖部を有するモデル4~7で堤体本体部と袖部における最初の卓越振動数の比率を調べてみると表-2.7のようになる。これを袖部と本体部の堤高の比との関係で示すと図-2.10のようになる。これより、測点位置による最初に現われる卓越振動数の大きさは、その位置の堤高に主に支配されているようであり、堤高と1次卓越振動数とはほぼ逆比例の関係にあることがわかる。これは、式(2.2)から次の関係

$$f \propto \sqrt{G/\rho}/H \quad \dots\dots\dots (2.5)$$

が導かれることから首肯される。ただし、図-2.10でデータが $f_1/f_2 = H_2/H_1$ の直線から若干ずれているのは、本体と袖部での断面形が相似でないこと、それらの相互作用および側面拘束の影響を受けているためと理解される。

表-2.7 袖部を有するダムの堤高と1次卓越振動数

模型番号	堤 高 (cm)		1次卓越振動数 (Hz)		H_2/H_1	f_1/f_2
	本体部 H_1	袖 部 H_2	本体部 f_1	袖 部 f_2		
Model-4	20	5	5.6	16.6	0.25	0.34
Model-5	20	8	6.0	13.2	0.40	0.45
Model-6	20	11	5.4	8.0	0.55	0.68
Model-7	20	8	5.65	12.0	0.40	0.47

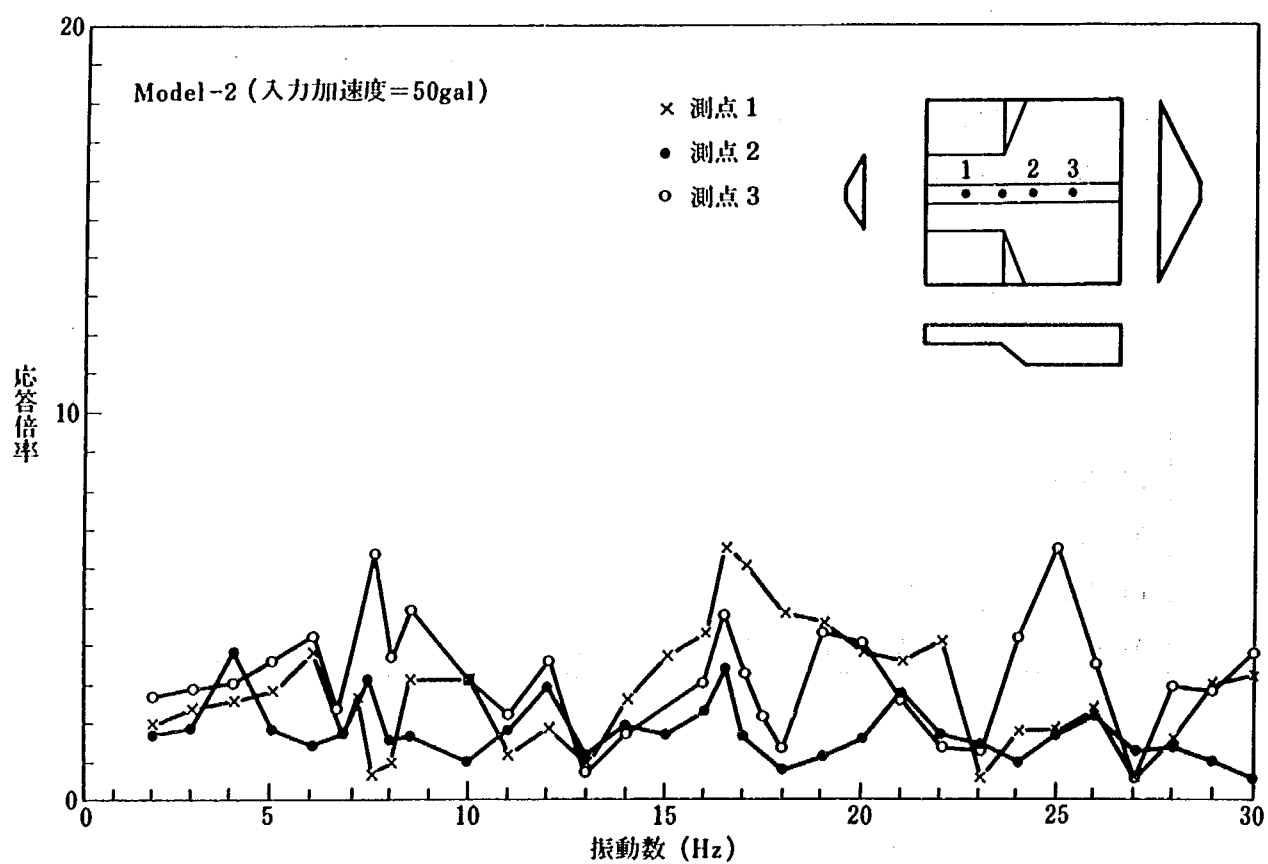
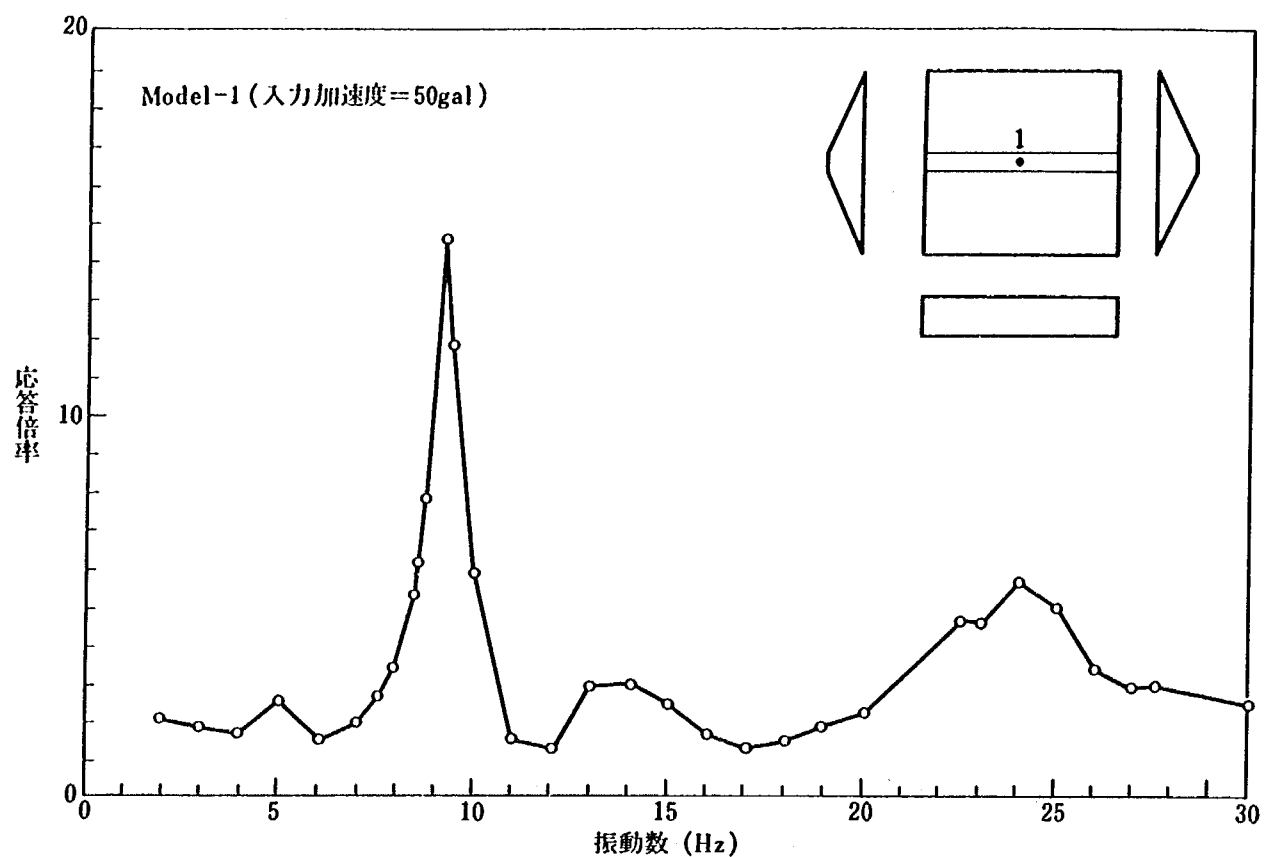


図-2.9 共振実験結果 (1)

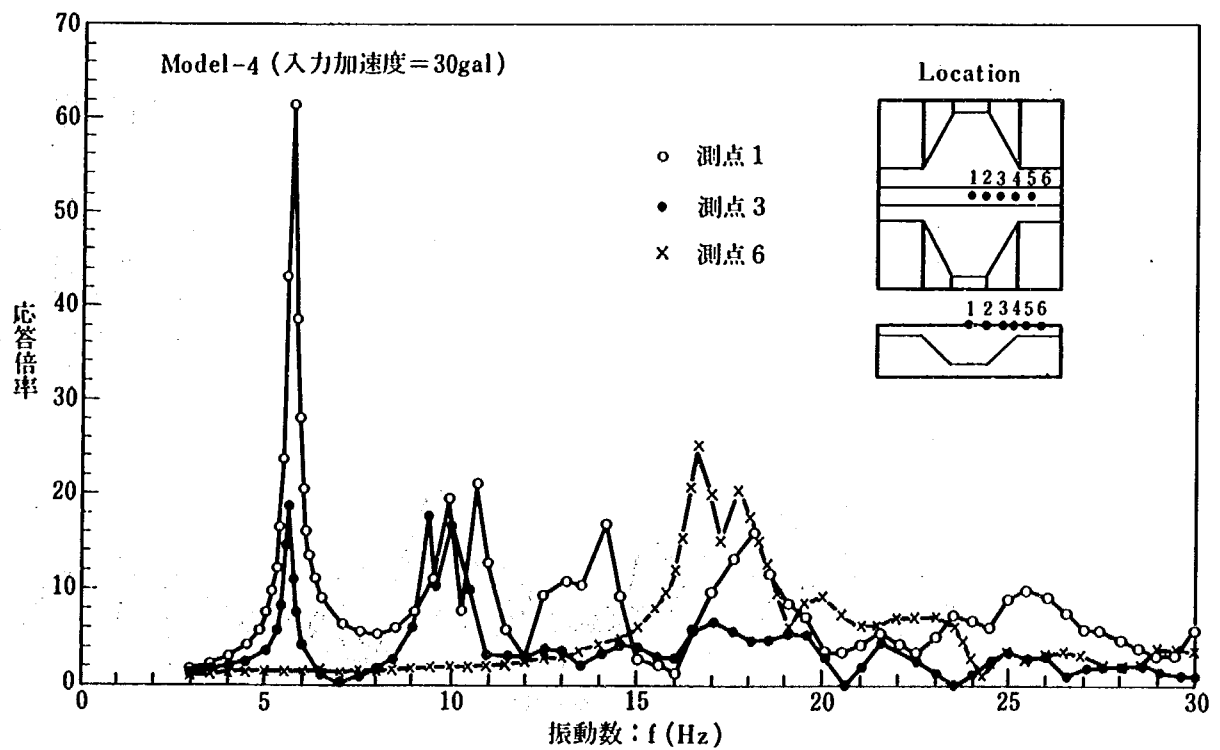
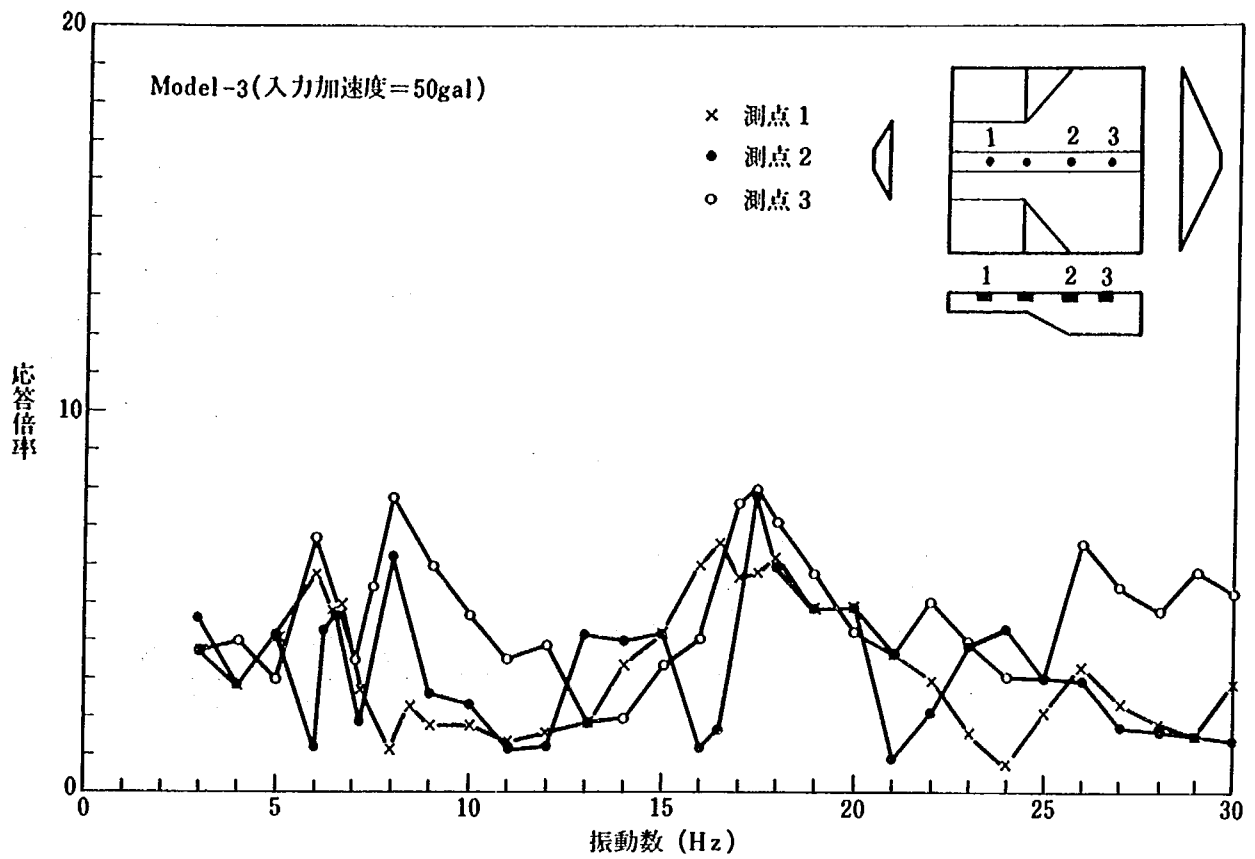


図-2.9 共振実験結果 (2)

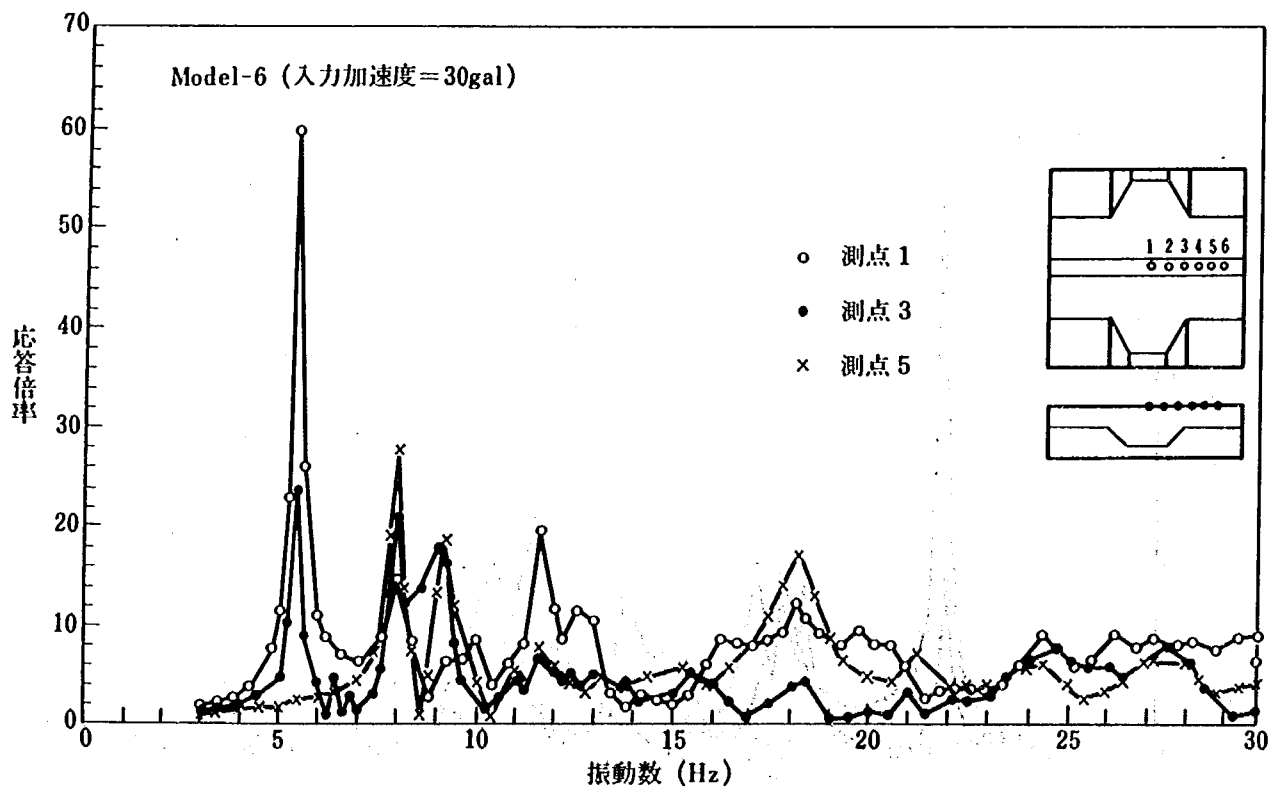
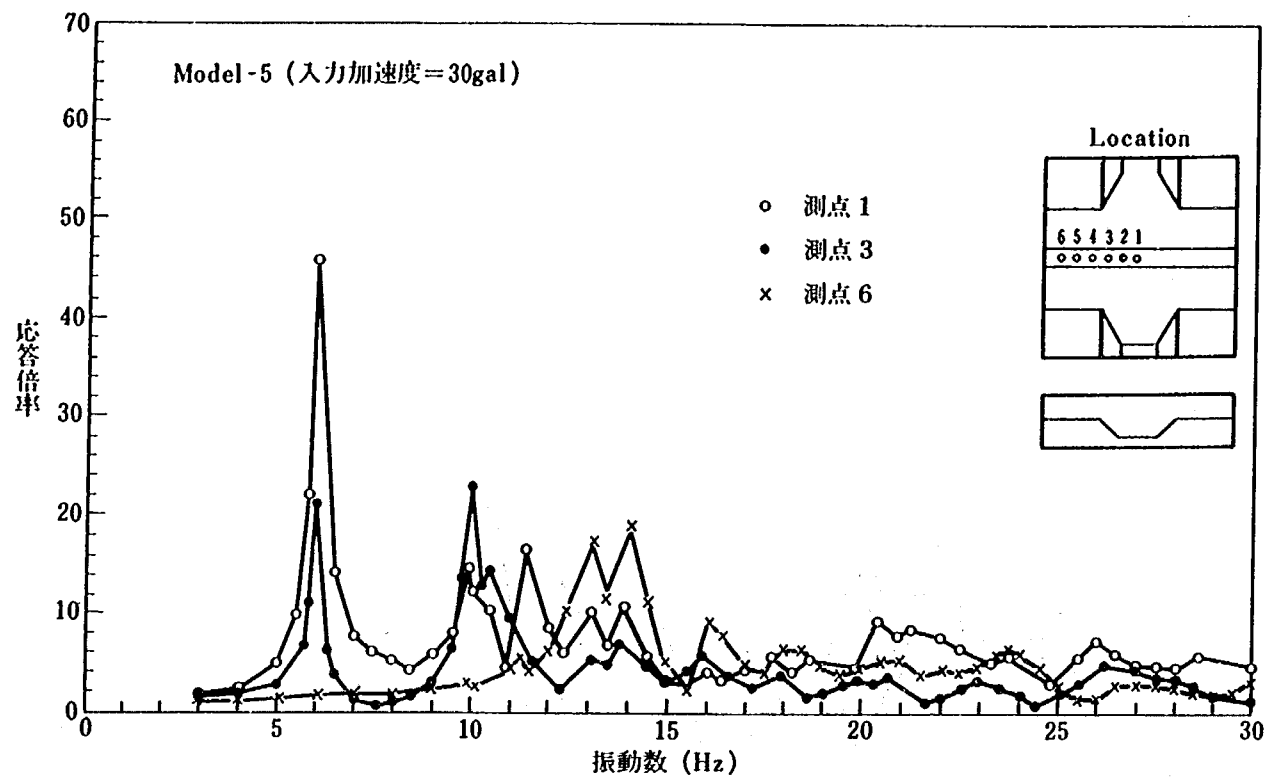


図-2.9 共振実験結果 (3)

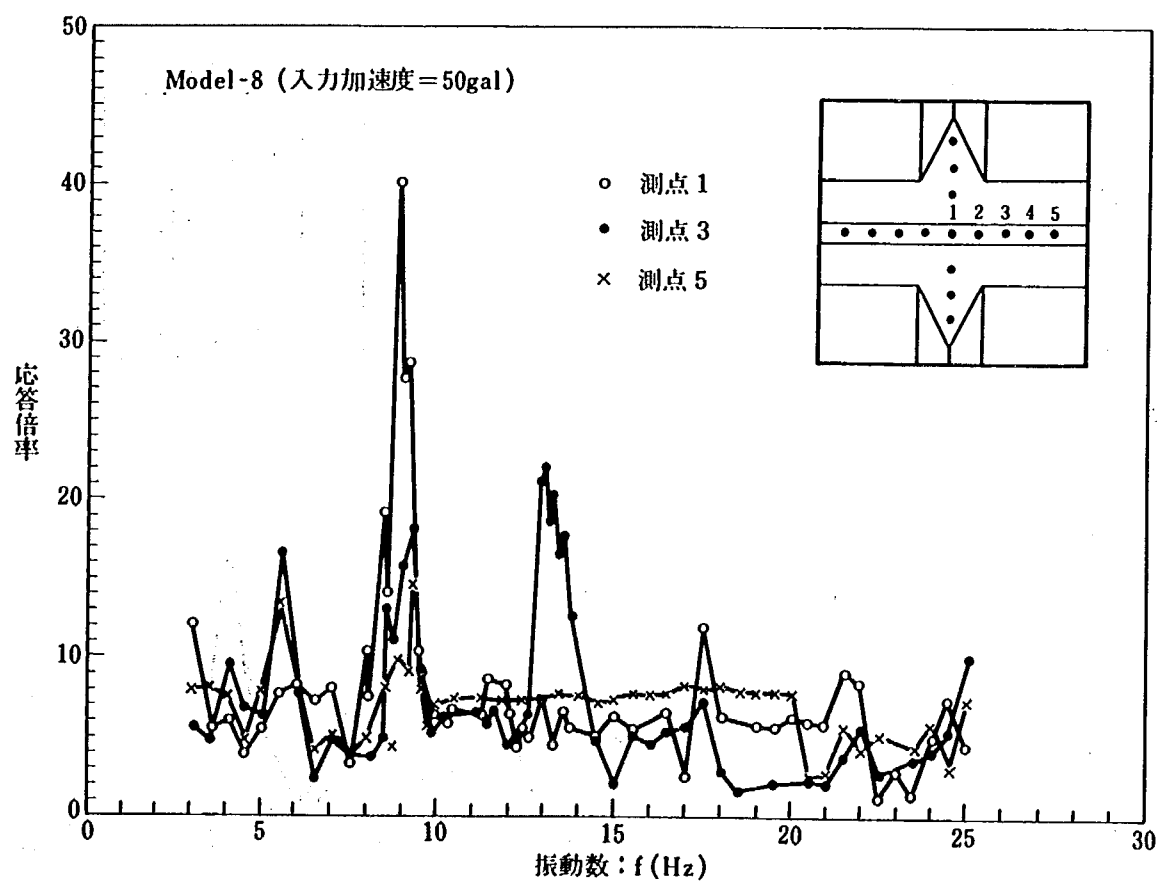
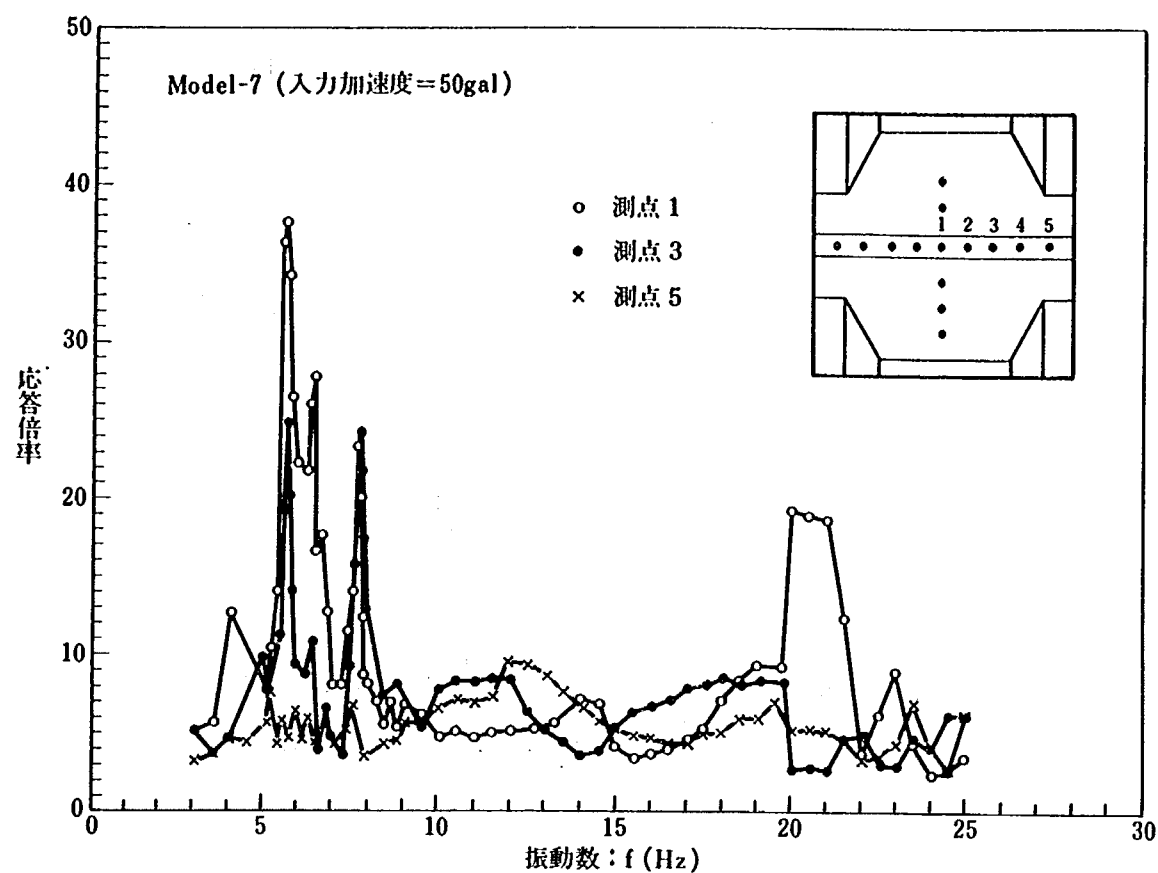


図-2.9 共振実験結果(4)

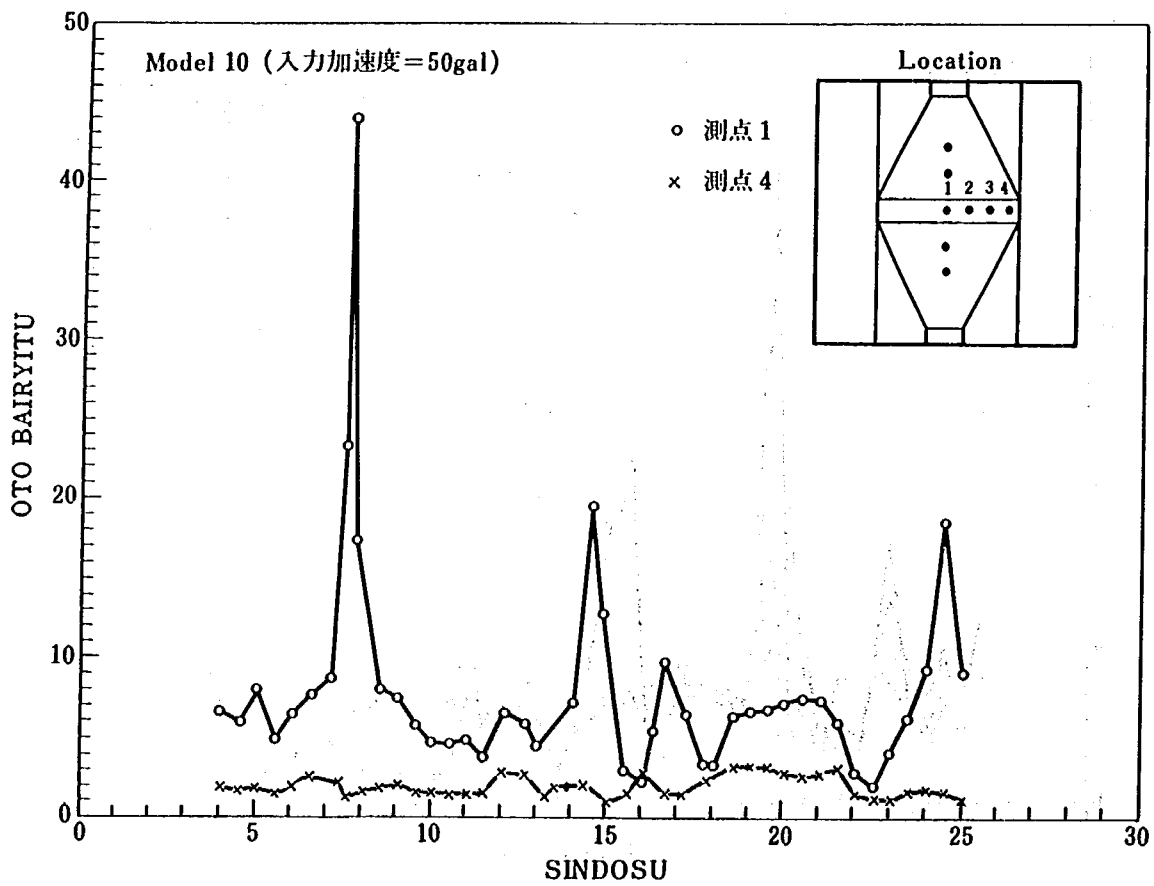
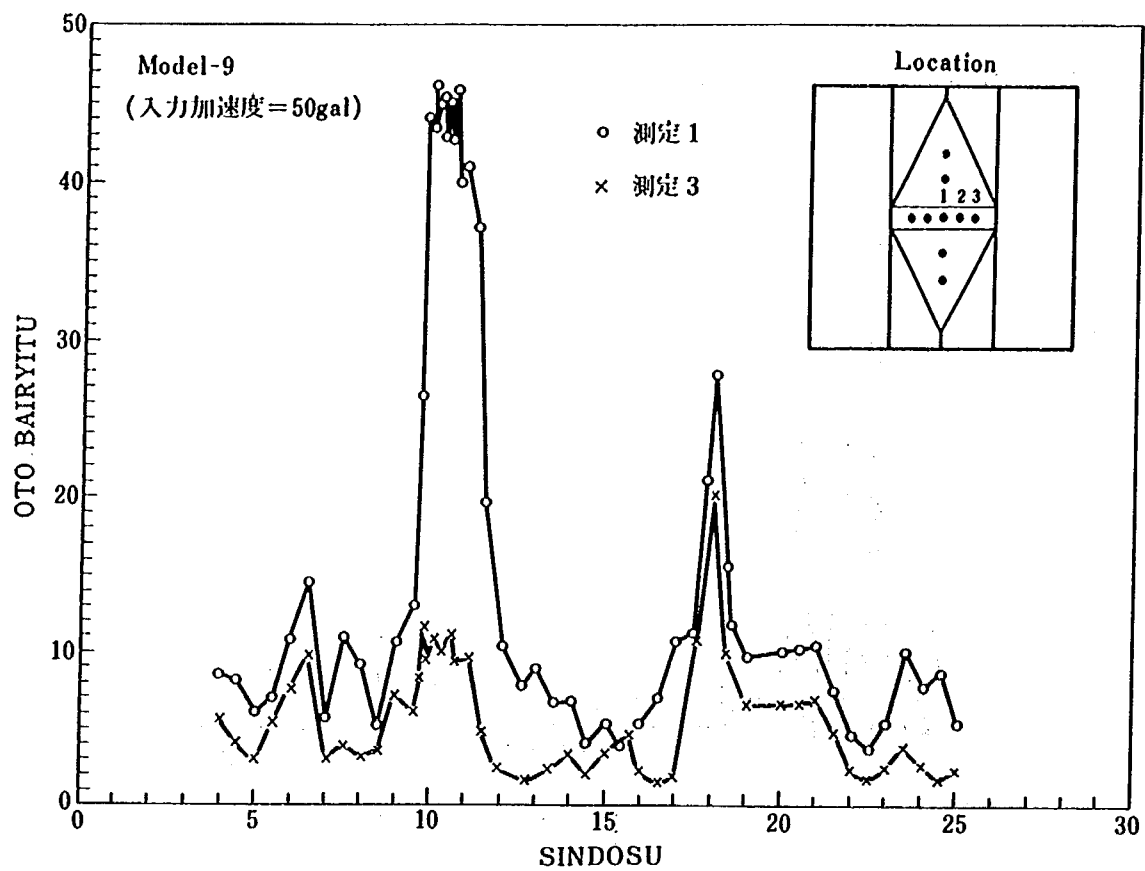
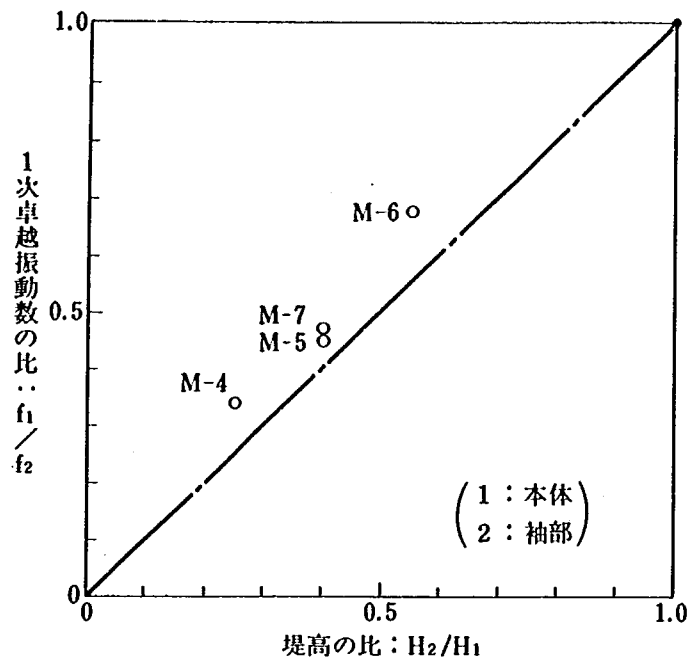


図-2.9 共振実験結果 (5)



図－2 10 袖部を有するダムの堤高と1次卓越振動数の関係

最後に、各模型の代表的な2～3個の測点における卓越振動数をまとめて表－2.8に示す。

(2) 振動モード

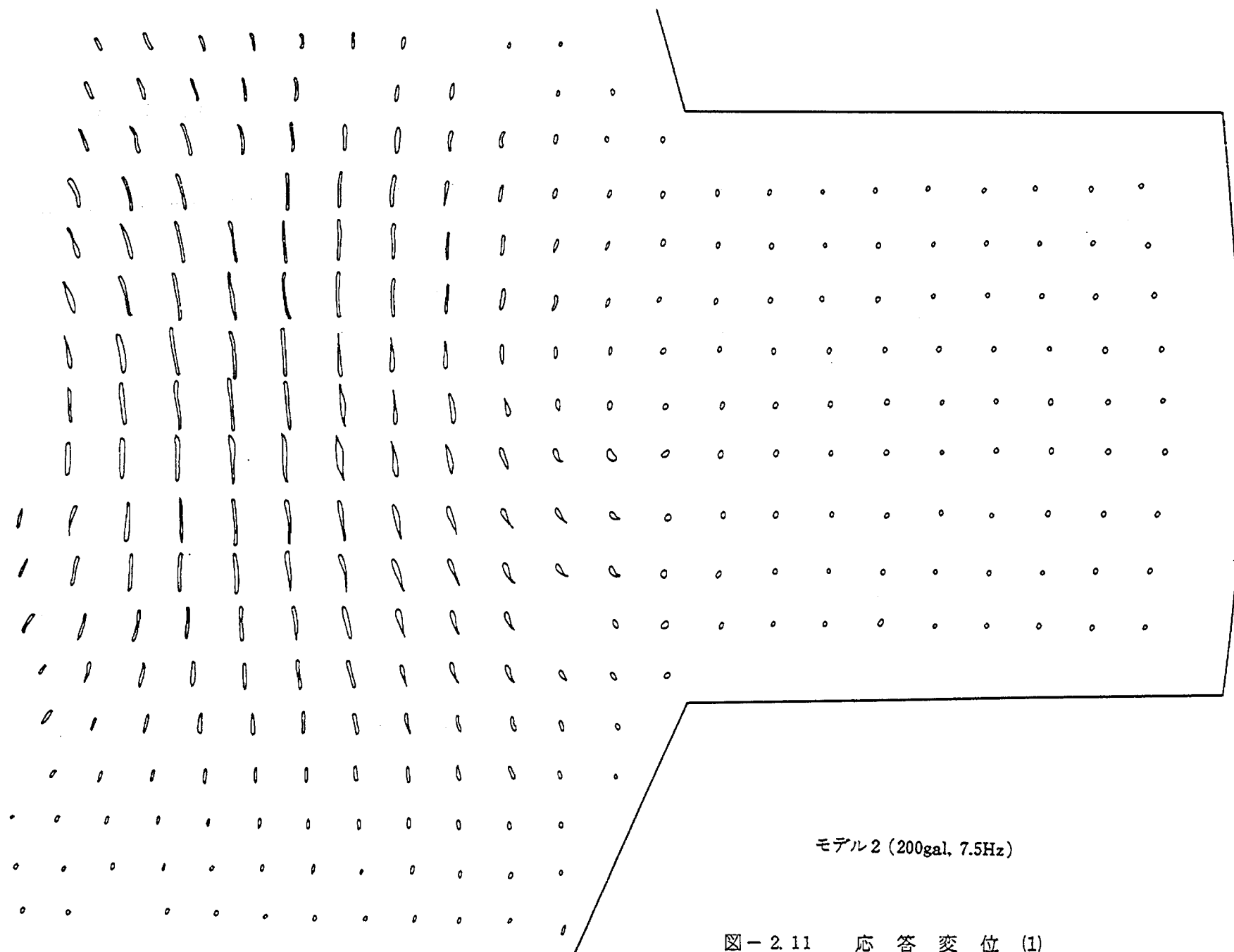
表－2.8に示した各模型の各測点における卓越振動数が模型の固有振動数であるかどうか判断するために、それぞれの卓越振動数における振動モードを調べた。振動モードは写真撮影による応答変位モードおよび加速度計測による応答加速度のデータをもとに調べた。

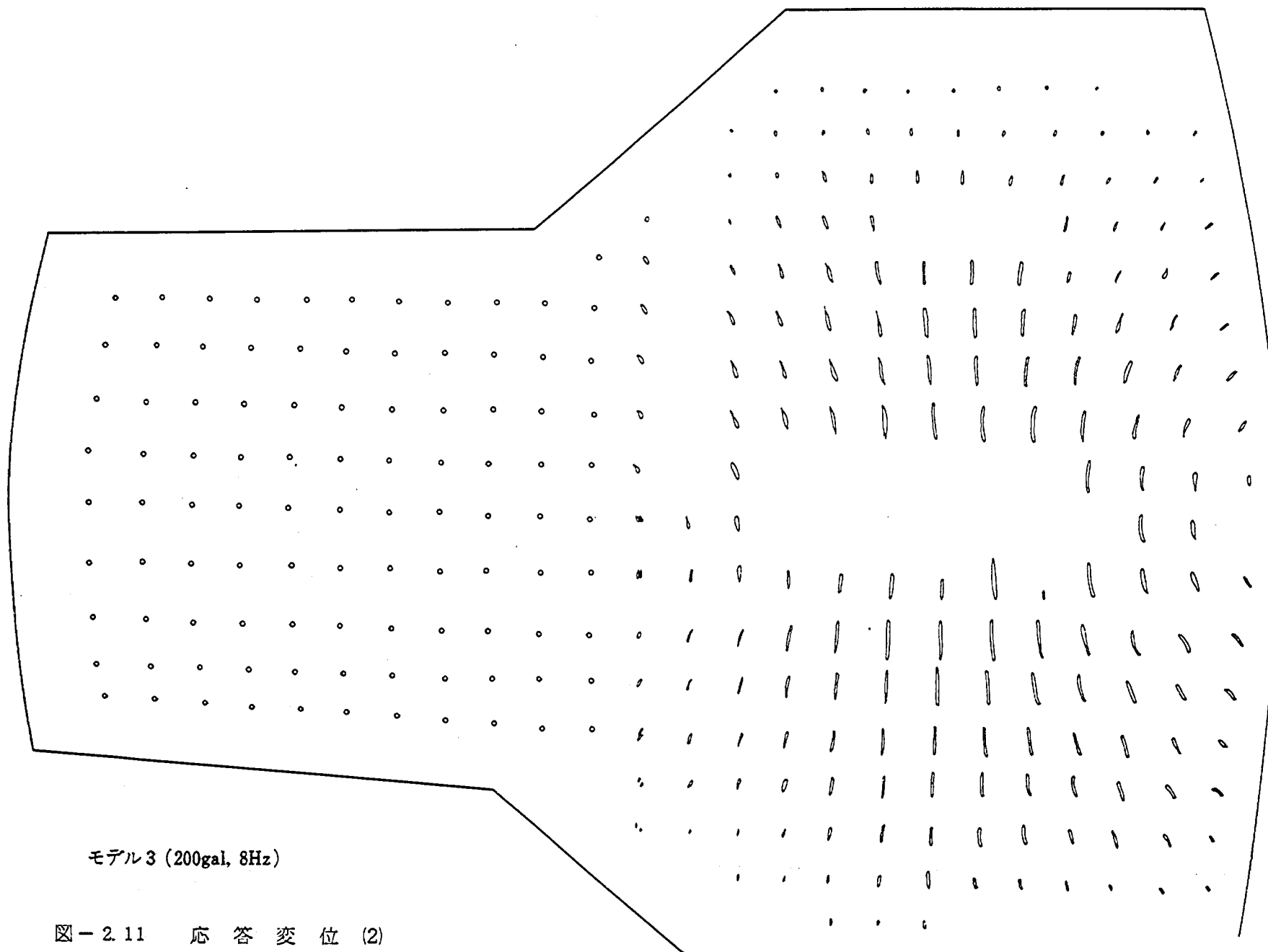
図－2.11は、模型－4～10について写真撮影により得られた応答変位モードである。同図中の線（あるいは点）は、堤体表面の標点の振動の軌跡を示している。これらの図より次のことが読み取れる。すなわち、いずれの模型でも1次のモードは堤軸に沿って単弦振動的な性状を示している。また、このときのダム各点の振動方向は必ずしも加振方向（上下流方向）とは限らず、場所によって異なる。特に、堤体が地山に取付く部分あるいは袖部に取付く部分でその傾向が著しく、袖部付近を中心として円弧を描くような軌跡を示している。また、堤頂中央測点で2次のピークを示す振動数における振動モードを見ると、堤軸方向に2個の「節」をもつ3/2波長型のモードとなっているのがわかる。

表-2.8 卓越振動数一覧

模 型 番 号	測点 ¹⁾ 番 号	位 置	
Model - 1	1	天端中央	9.2, (13.5)
Model - 2	1 3 4	袖 部 取 付 部 本 体 部	(12.0), 15.5 7.5, , 15.5
Model - 3	1 3 4	袖 部 取 付 部 本 体 部	16.5 8.0, , 17.5 6.0, 8.0, , 17.5
Model - 4	1 3 6	天端中央 取 付 部 袖 部	5.65, , 9.9, 10.7, 14.2 5.65, 9.45, 10.0, , 16.6
Model - 5	1 3 6	天端中央 取 付 部 袖 部	6.0, 9.95, 11.4 6.0, 9.95, , 13.2, 13.9
Model - 6	1 3 6	天端中央 取 付 部 袖 部	5.4, 8.0, , 11.6, 18.2 5.4, 8.0, 9.0, , 18.2 8.0, 9.2, , 18.2
Model - 7	1 5	天端中央 袖 部	5.65, 6.4, 7.7 , 12.0
Model - 8	1 3 4	天端中央 袖 部 袖 部	8.75 , 9.2, 13.0 , 9.2
Model - 9	1	天端中央	10.0, 18.0
Model - 10	1	天端中央	7.55, 14.5, 16.6

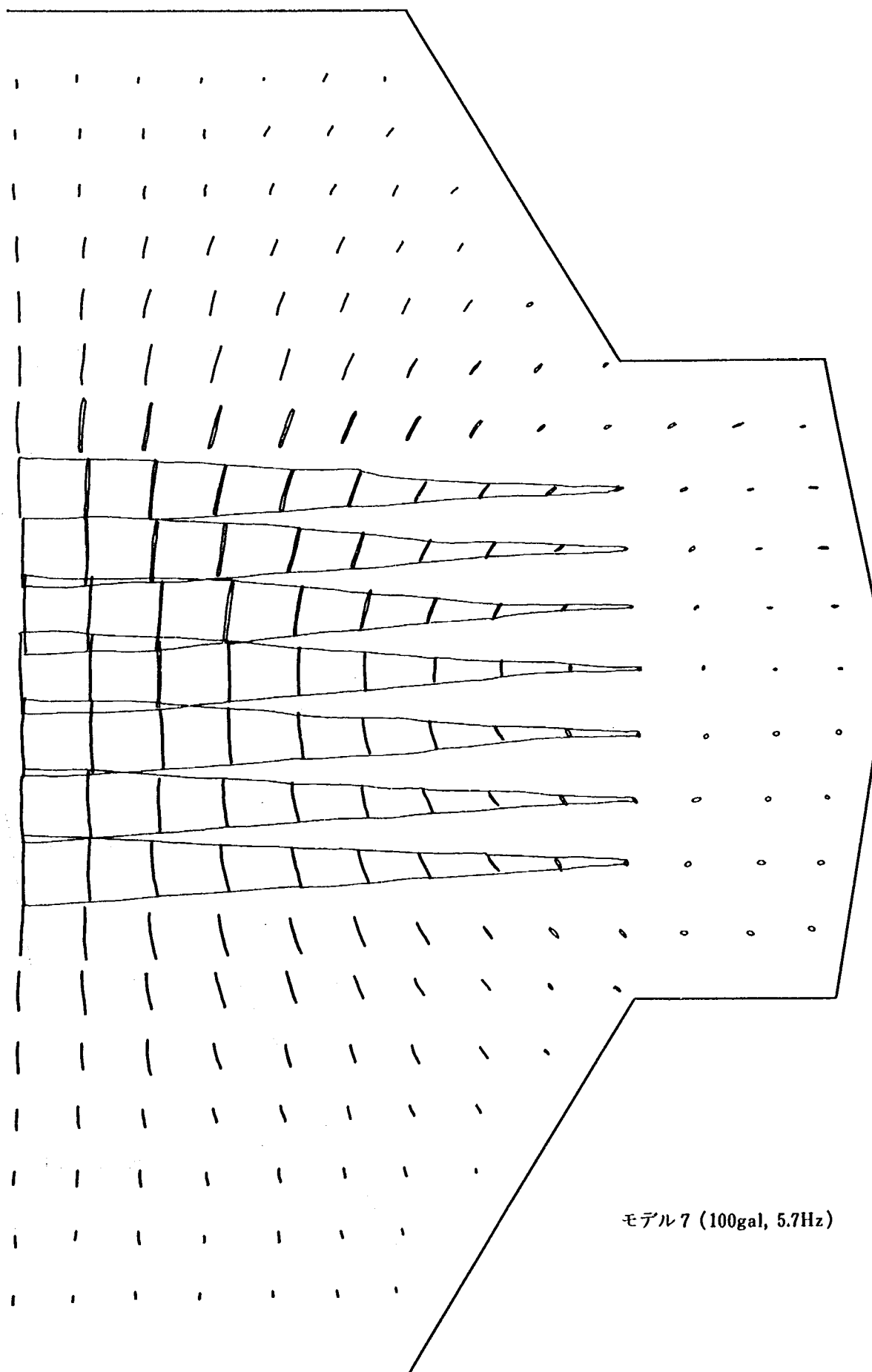
注1) 図-2.6 参照





モデル 3 (200gal, 8Hz)

図-2.11 応答変位 (2)



モデル 7 (100gal, 5.7Hz)

図-2.11 応答変位 (3)

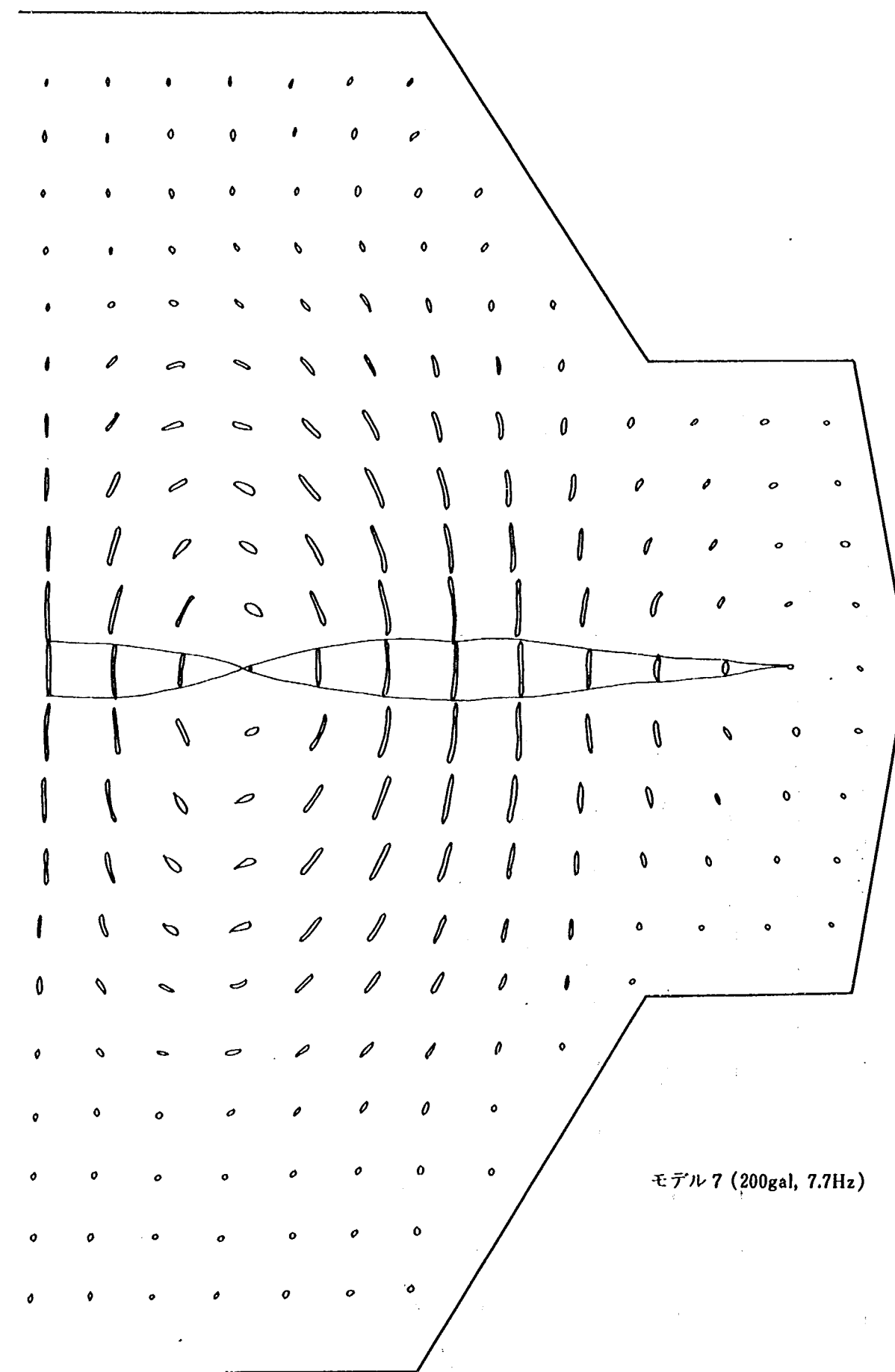
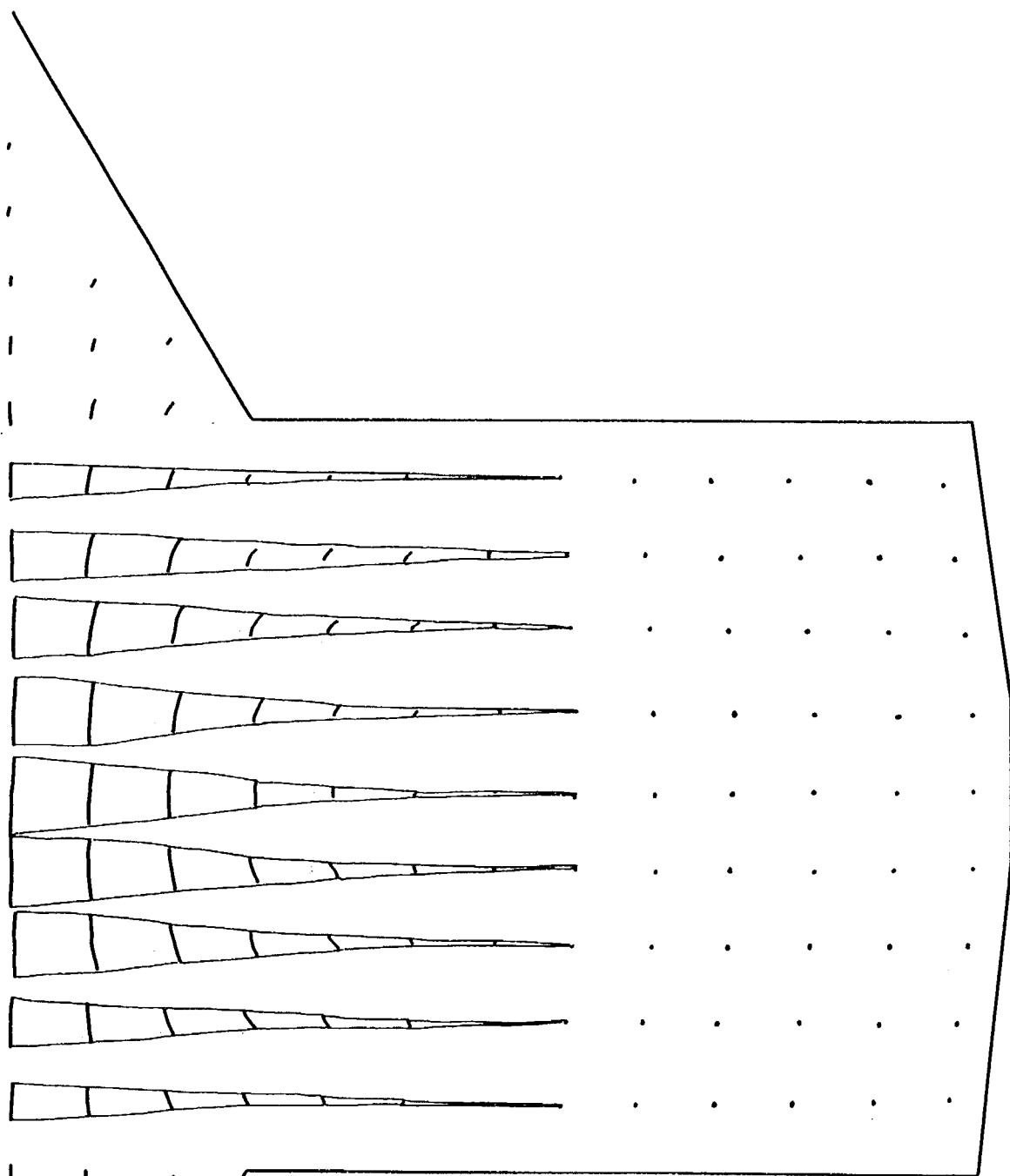


図- 2.11 応 答 変 位 (4)



モデル 8 (150gal, 8.8Hz)

図-2.11 応答変位 (5)

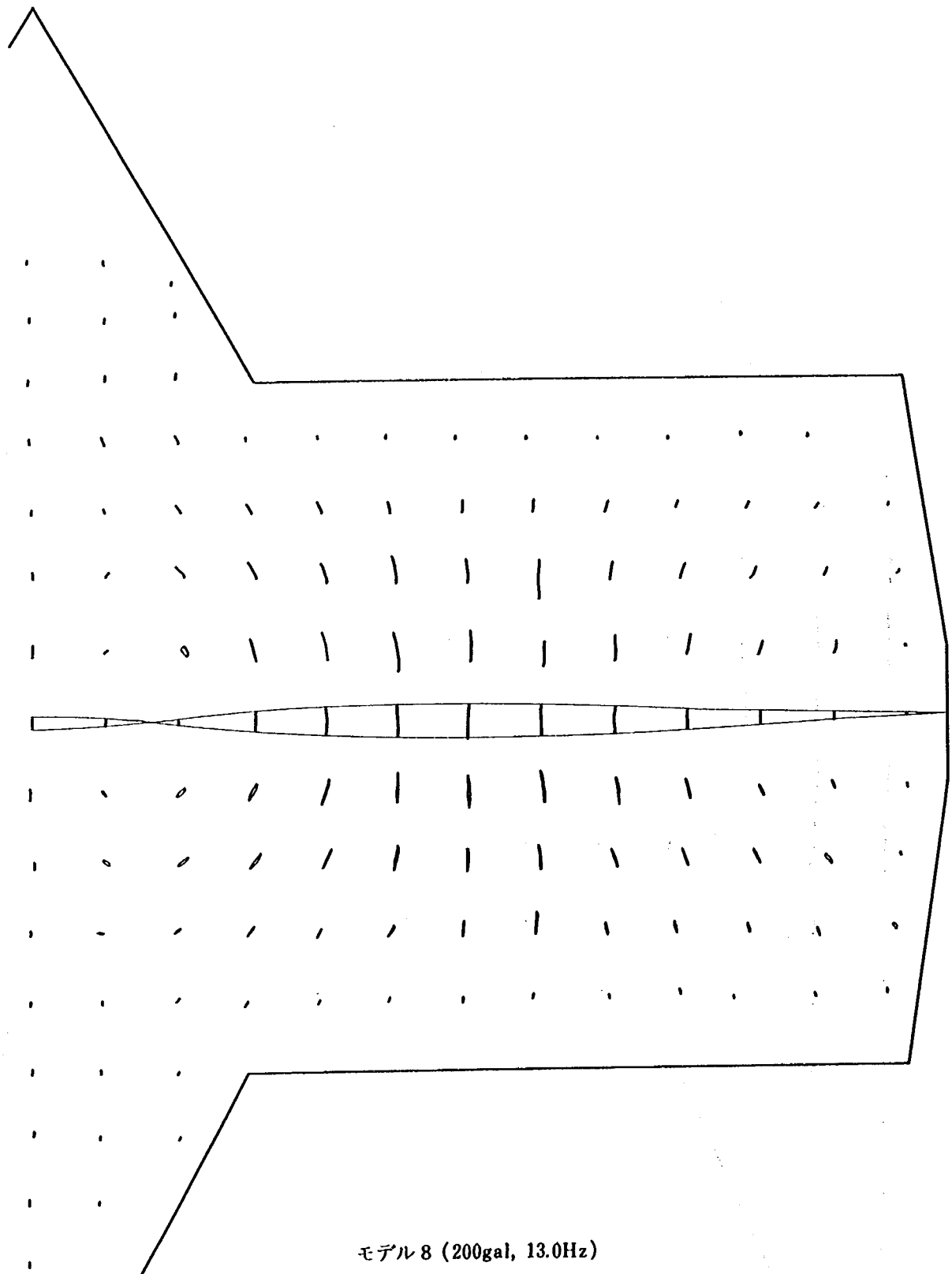
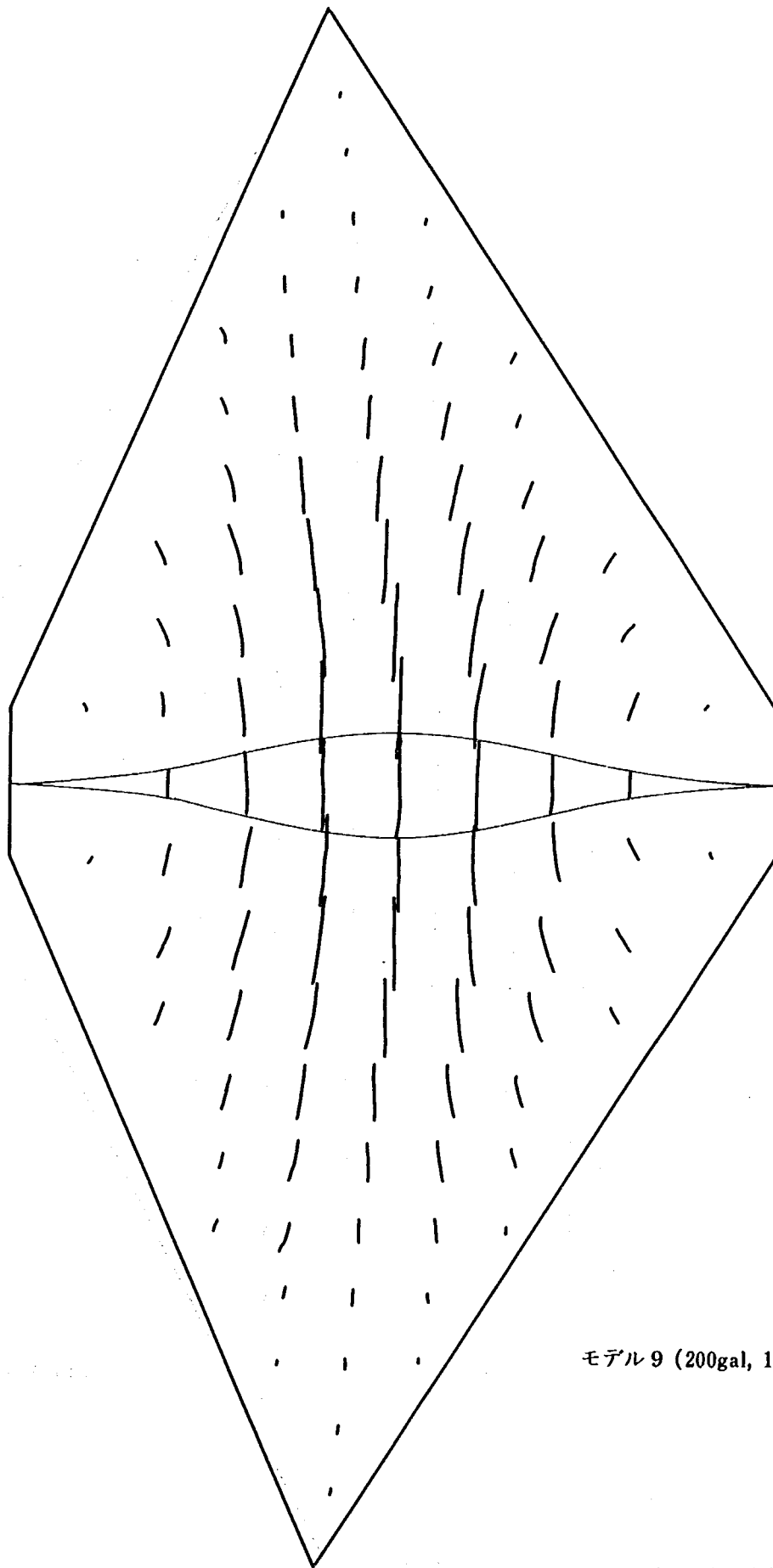
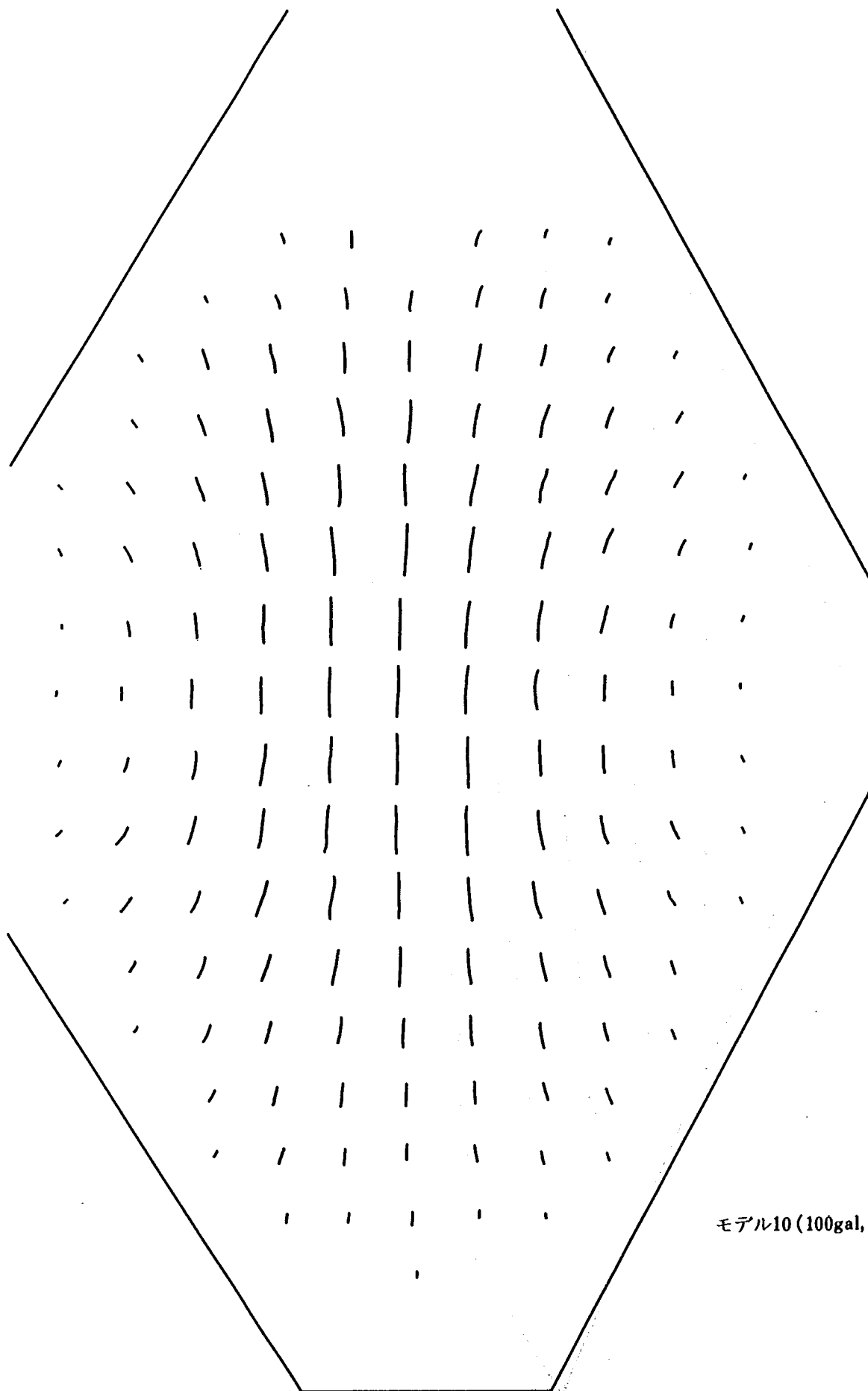


図-2.11 応答変位 (6)



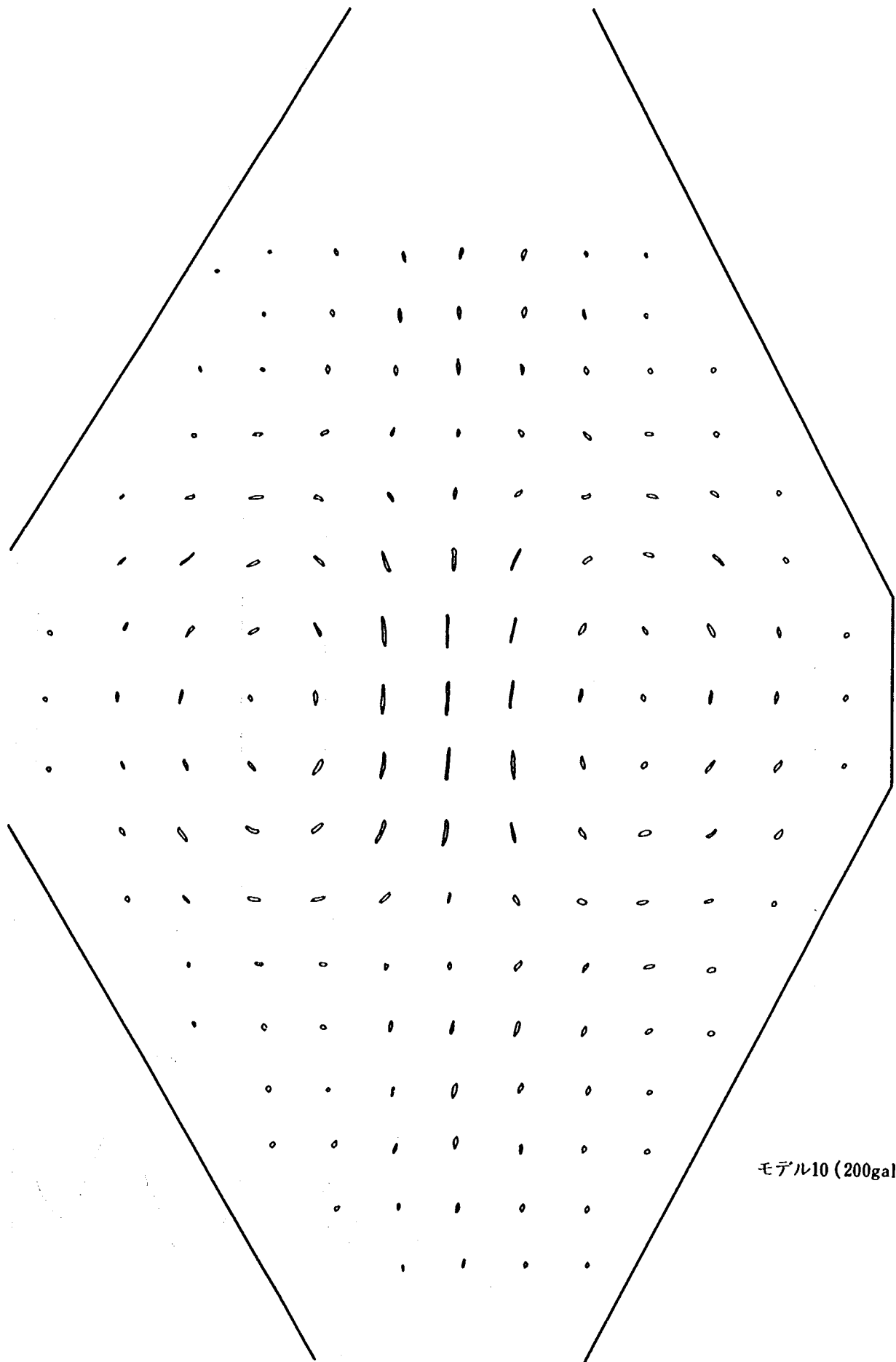
モデル 9 (200gal, 11.0Hz)

図-2.11 応答変位 (7)



モデル10 (100gal, 7.6Hz)

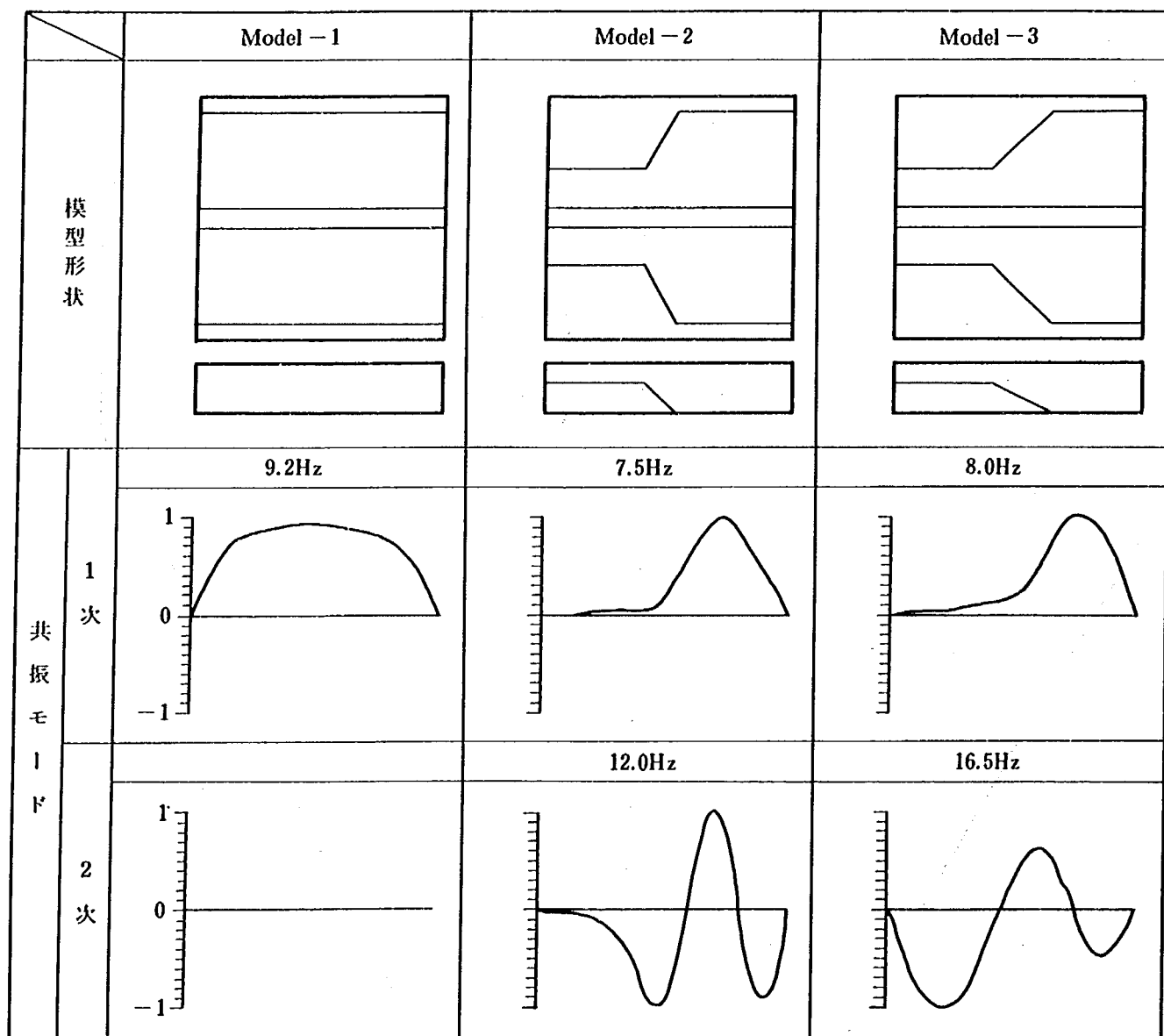
図- 2.11 応 答 変 位 (8)



モデル10 (200gal, 14.6Hz)

図-2.11 応答変位 (9)

つぎに、図－2.12は、加速度計測値にもとづき、卓越振動数と思われる振動数での振動モードを堤軸について描いたものである。まず、モデル1では1次モードしか示されていないが、両側の壁の拘束により単弦振動的となっている。モデル2,3は半断面モデルであるが、1次モードは堤高の大きい断面で増幅度が大きくなっており、2次モードでは逆に堤高の小さい袖部断面で増幅度が大きくなっている。そして、いずれのモードにおいても、断面形状が急変する部分で応答値が急変しており、この部分には相対的に大きなダム軸直交方向せん断ひずみが生じることがうかがわれる。モデル2,3は断面急変部の地山勾配を変化させたものであるが、勾配の急なモデル2の方が応答値の急変も著しいことがうかがえる。モデル4～6はダム本体の両側に取付く袖部堤体の高さをそれぞれ5, 8, 11 cmと変化させたものであ



図－2.12 応答加速度モード図(1)

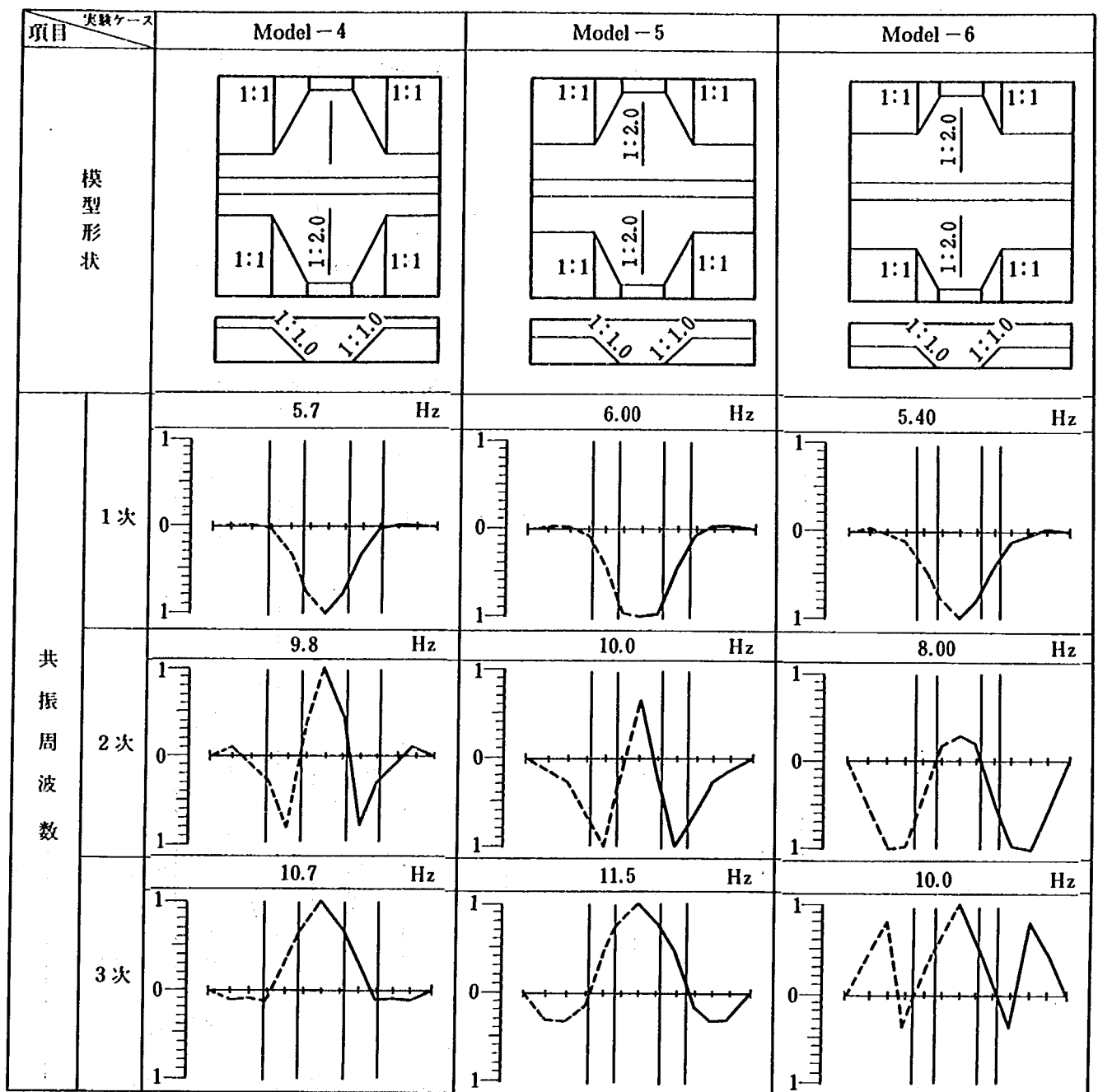


図 - 2.12 応答加速度モード図(2)

る。ここには3次のモードまでしか示していないが、いずれのモードもダム中央部の応答値のみが卓越している。1, 2, 3次モードは各モデルとも同様の性状を示している。1次モードは1/2波長型(単弦振動的)モード, 2次モードは3/2波長型モードとなっている。3次モードはモデル4, 5では2次と同じく3/2波長型となっているが, ダム中央部と袖部の堤高比が比較的小さいモデル6では5/2波長型となっている。モデル4, 5で2次と3次のモードの差はダム高方向のモードが1/4波長型から3/4波長型に変化しているのではないかと推定される(この点については, ダム内部での応答加速度を計測していないので確認できない)。

モデル7~10ではダム軸方向モードとともにダム高方向のモードもあわせて示した。た

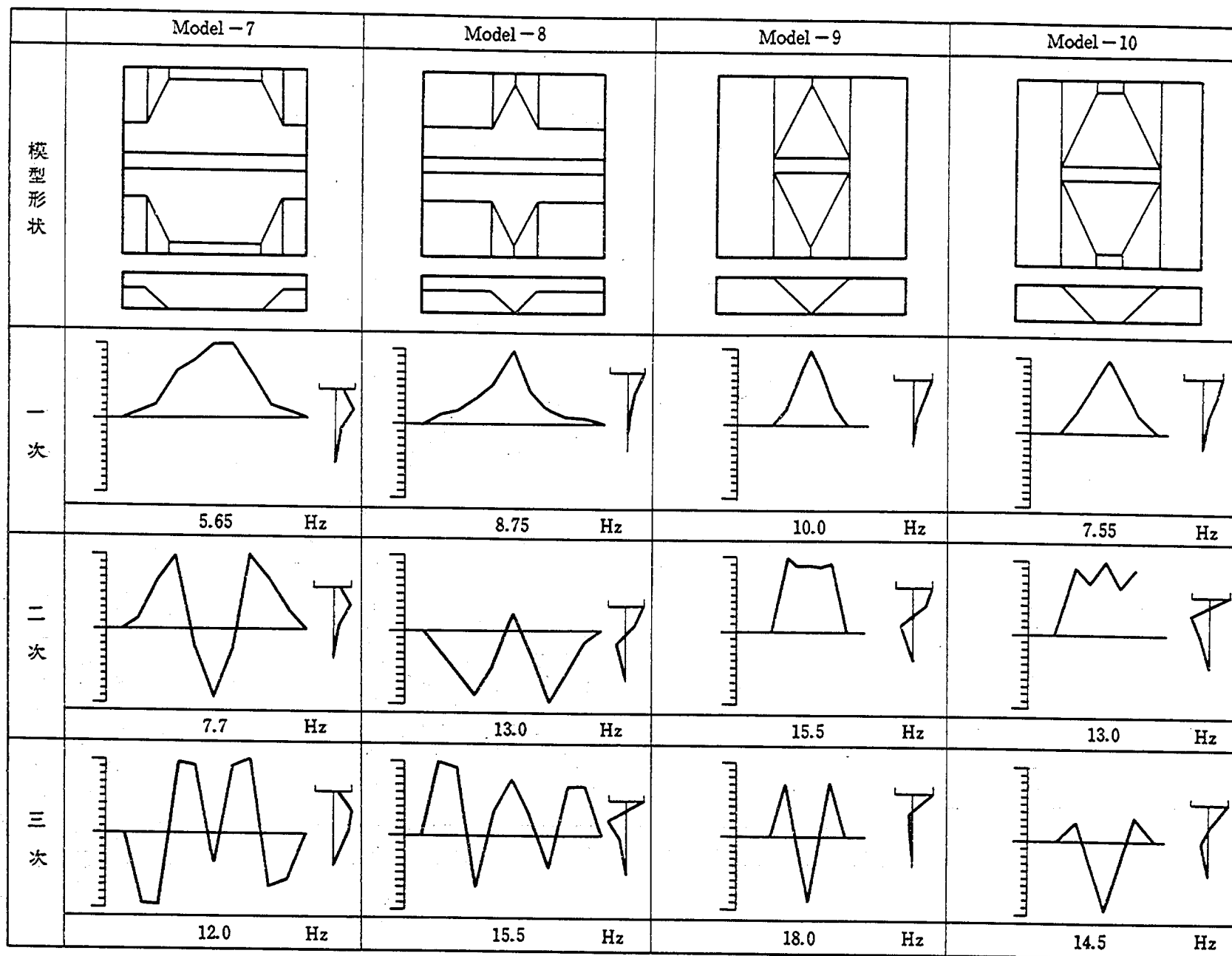


図 - 2.12 応答加速度モード図(3)

だし、ダム高方向モードはダム中央断面について示したが、それにはのり面に埋設した加速度計の記録を用いている。一般に、同一のレベルにおいてもダム内部と表面（のり面）では応答にかなりの差があると予想される。したがって、モードの振幅の大きさについては上記の点に留意して見る必要があるだろう。モデル 7, 5, 8 は河床幅を変えた組合せである。各々の 1 ～ 3 次モードの形状に大きさ差はないが、いずれもダム高の大きい河床部の範囲でのみ増幅度が大きくなっているのがわかる。したがって、河床幅が狭いモデル 8 で断面急変部での応答値の変化が著しくなっている。モデル 9, 10 は袖部堤体を有しないダムモデルであり、河床幅が異なっている。両者のモードに大きな差異はない。1 次と 2 次ではダム高方向のモードが変化している。3 次モードでは、ダム軸方向に 3/2 波長型モードへと変化している。

2.5.3 考察

(1) ダム形状と固有振動数の関係

全断面モデルであるモデル 4 ～ 10 についての実験結果を用いて、ダム形状と固有振動数の関係について調べてみる。

まず、各模型の物性は表 - 2.6 に示すように若干ばらついている。式 (2.5) の関係を用いて、実験により得られた固有振動数を次式のように変換した値によって比較を行うこととした。

$$f^* = f \times \frac{H}{\sqrt{G/\rho}} \dots\dots\dots (2.6)$$

ここに、 f : 実験により得られた固有振動数

f^* : 規準化された固有振動数 (無次元)

H : ダム高 (= 20 cm)

G : セン断剛性率 (= $E / 2 (1 + \nu)$, $\nu = 0.5$ としている。)

ρ : 堤体密度

この規準化された固有振動数 f^* を用いれば、各々のモデル間の物性値のばらつきを補正することができる。

図 - 2.13 は、堤体の幅と 1 次固有振動数の関係についてまとめたものである。ただし、横軸には河床幅 B あるいは主要部堤頂長 L をダム高 H で除した値をとっている。同図より、堤体袖部の有無にかかわらず、ダム幅が狭くなるとその固有振動数は急増しているのがわかる。また、袖部を有するモデルの固有振動数は袖部のないモデルのそれに比べていくらか小さくなっている。これは堤体主要部に対する側方拘束の程度の違いが反映されたものと理解される。

堤頂長が長くなると固有振動数は一定値に収束していく傾向を見せているが、 $L/H = 4$ 5 程度ではほぼ一定値に収束しかかっているとみなせるようである。これは、畑中⁹⁾ が矩形谷に位置する三角形断面の堤体について解析的に導いた結果とほぼ符合している。

なお、堤頂長を限りなく長くしていくと 2 次元振動体に帰着するが、このときの 1 次固有振動数をせん断スライスモデルにより参考のために求めてみると次のようになる。(計算方

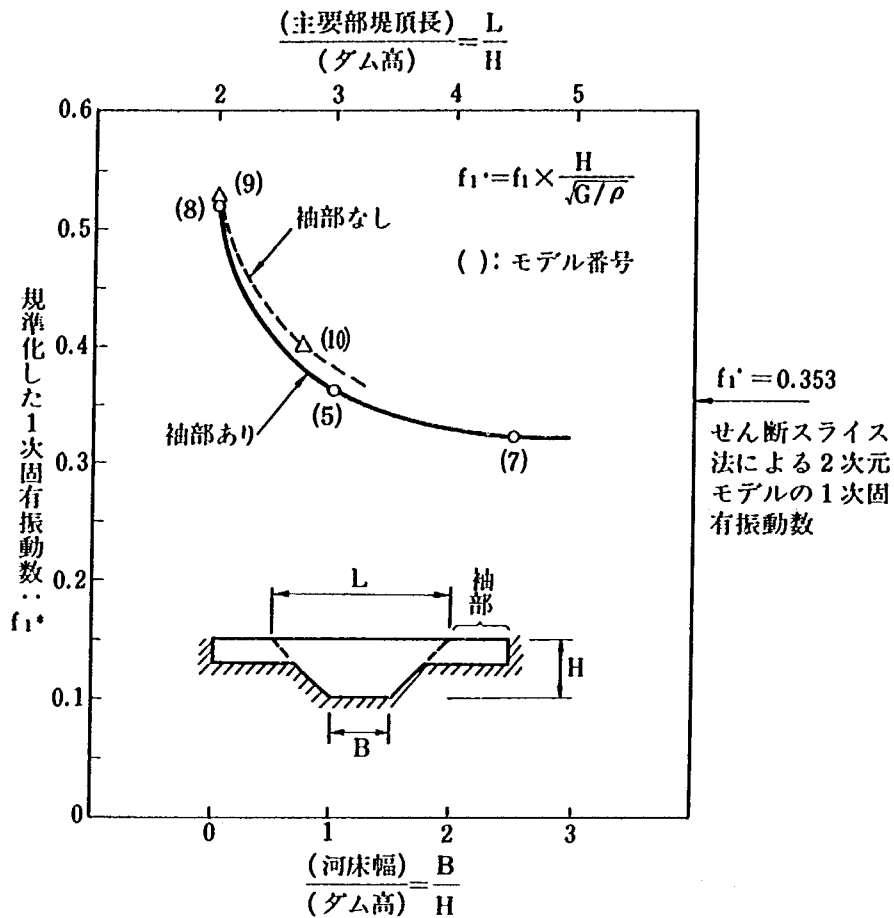


図-2.13 堤体の幅と1次固有振動数の関係

法は下記<参考1>に示す)。

$$f_1^* = \frac{2.441 \times 20}{2\pi \times 22} = 0.353$$

この値は図-2.13を見てもわかるように、実験結果の収れん値よりも大きくなっている。この理由としては、せん断スライス法の適用精度、実験精度等の問題が考えられるが、筆者の考えでは、式(2.6)に用いた弾性係数の測定精度に問題があったのではないかと想定している(<参考2>を参照)。

<参考1>⁴⁵⁾

図-2.14のせり頭ダムの固有振動数は以下のようにして求められる。

図-2.14で、高さxにおけるダムの断面積は単位厚さ当りで、

$$A(x) = \frac{b_1}{\ell_1} x$$

となる。

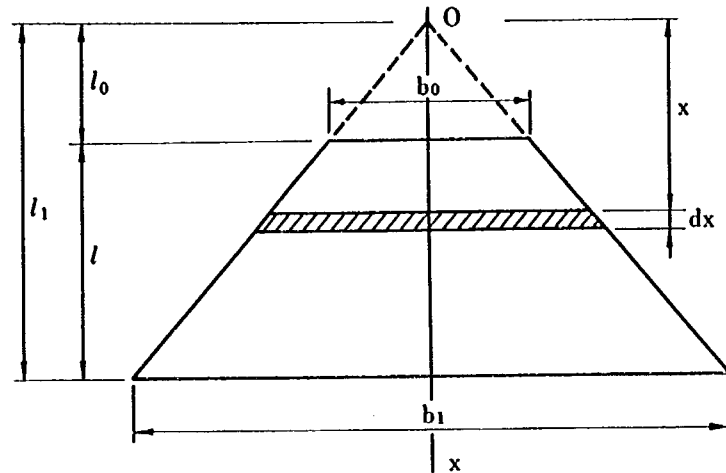


図- 2. 14 セットくさび型ダム

ここで、せん断スライス法の仮定

(a)堤体の振動変位は水平方向（振動方向）のみであり、その大きさは水平方向に一様である。

(b)せん断応力の大きさも水平方向に一様である。

を用いると、せん断力 $S(x)$ は次式で表わされる。

$$S(x) = A(x) G(x) \frac{\partial y}{\partial x}$$

($x \sim x + dx$) 間のスライスの運動方程式は次のようになる。

$$(\rho \cdot A(x) \cdot dx) \frac{\partial^2 y}{\partial t^2} = \frac{\partial S}{\partial x} \cdot dx$$

$$\frac{\partial^2 y}{\partial t^2} = \frac{1}{\rho \cdot A(x)} \cdot \frac{\partial S}{\partial x} \dots\dots\dots (2. 7)$$

ここで、 $G(x)$ を一定とすると、

$$\frac{\partial^2 y}{\partial t^2} = v^2 \left(\frac{\partial^2 y}{\partial x^2} + \frac{1}{x} \cdot \frac{\partial y}{\partial x} \right) \quad \left(\text{ただし、} v^2 = \frac{G}{\rho} \right)$$

この式の一般解を $y(x, t) = X(x) T(t)$ とおくと、 $X(x)$ は Bessel 関数を用いて次式のように表わされる。

$$X = A J_0 \left(\frac{n}{v} x \right) + B Y_0 \left(\frac{n}{v} x \right)$$

ここに、 n は円振動数、

J_0 、 Y_0 は 0 次の Bessel 関数である。

境界条件として、

$$\begin{cases} \left. \frac{dX}{dx} \right|_{x=\ell_0} = 0 \\ \left. X \right|_{x=\ell_1} = 0 \end{cases}$$

を用いると、

$$\begin{cases} A J_1 \left(\frac{n}{v} \ell_0 \right) + B Y_1 \left(\frac{n}{v} \ell_0 \right) = 0 \\ A J_0 \left(\frac{n}{v} \ell_1 \right) + B Y_0 \left(\frac{n}{v} \ell_1 \right) = 0 \end{cases}$$

が得られる。 A, B が恒等的に 0 でない解を持つためには次式が成立しなければならない。

$$\frac{Y_1 \left(\frac{n}{v} \ell_0 \right)}{Y_0 \left(\frac{n}{v} \ell_1 \right)} = \frac{J_1 \left(\frac{n}{v} \ell_0 \right)}{J_0 \left(\frac{n}{v} \ell_1 \right)} \dots\dots\dots (2.8)$$

上式が、固有振動数 $f_1 = n_1 / 2\pi$ ($i = 1, 2, \dots$) を決定する振動数方程式である。

$\ell_0 = 2 \text{ cm}$ 、 $\ell_1 = 22 \text{ cm}$ を用いて 1 次固有振動数を求めると次のようになる。

$$\frac{n_1 \ell_1}{v} \rightleftharpoons 2.441$$

$$f_1 = \frac{n_1}{2\pi} = \frac{2.441}{2\pi \ell_1} \times v$$

$$f_1^* = \frac{f_1 \cdot H}{v} = \frac{2.441 \times H}{2\pi \ell_1} = \frac{2.441 \times 20}{2\pi \times 22} = 0.353$$

< 参考 2 >

一軸圧縮試験は図-2.15(a)に示す方法で実施したが、供試体とガラス板が密着したことにより同図(b)のような状況であったと考えられる。一方、供試体とガラス板の間のすべり抵抗を消去して一様な応力・変形状態を生じさせると(c)のようになるが、(b)と(c)を比較すると見かけ上の弾性係数 E は(b)の方が大きく測定されることになる。

つぎに、袖部を有するモデルのうち谷幅が一定で (20 cm) で袖部堤高が異なるモデル 4 ~ 6 の結果を用い、袖部堤高と 1 次固有振動数との関係を調べてみた。図-2.16 にその結果を示す。同図で、実験では h/H の増大とともに f_1^* が大きくなっているが、これは図-2.13 で考察した事と逆の傾向であり、正しくは図中の破線のようになるべきであると考えられる。

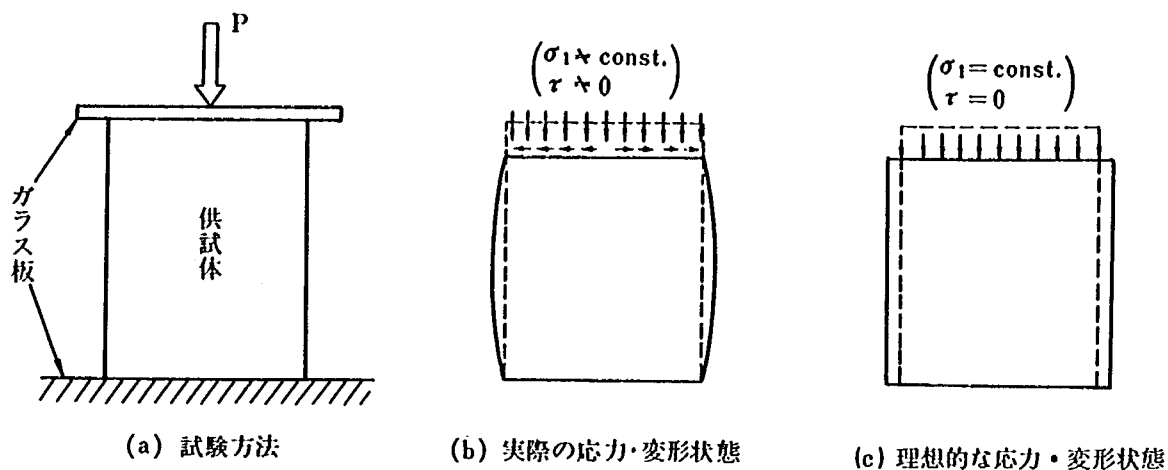


図- 2. 15 一軸圧縮試験の問題点

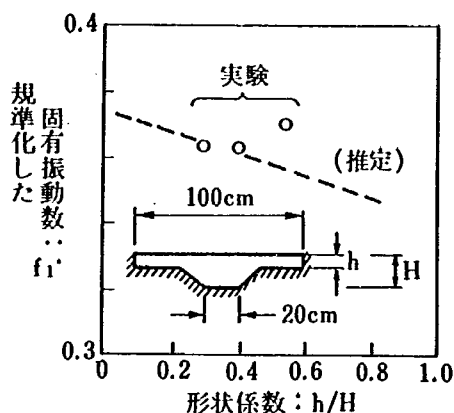


図- 2. 16 袖部堤高と1次固有振動数の関係

いずれにしても、実験の範囲内では h/H の影響はさほど小さくなく、おそらく実験誤差によるものであろうと考えている。

(2) ダム形状と地震時せん断ひずみの関係

地震時に堤体内に発生するせん断応力あるいはひずみを実験的に計測することは困難である。また、それは堤体形状および堤体材料の動特性だけでなく、地震動の特性にも大きく支配される。したがって、堤体形状の違いにより地震時せん断応力・ひずみの大きさがどのように変化するかという事について一般的な回答を示す事は望めない。そこで、ここではとりあえず1次共振時におけるせん断ひずみの分布を調べてみた。

図- 2. 17 は、モデル4～10について1次共振時のダム軸の応答変位モードを、中央位置の変位振幅を1に規格化して示したものである。この図で、応答変位のダム軸方向に沿った接線勾配が、最大変位を規格化した場合のせん断ひずみを表わす。また、同図には最大せん断ひずみ発生位置を×印で、最大曲げひずみ発生位置を・印で示している。これより、最大せん断ひずみ発生位置は、河床幅が50cmのモデル7では地山より中央寄りにあり、河床幅

が 20 cm のモデル 4, 5, 6 では堤体が地山に取付き始める付近、袖部堤体を有しないモデル 9, 10 では地山取付部の上にあることがわかる。また、ダム軸直交方向せん断ひずみに対する水平面せん断ひずみの比は、当然ながら谷幅が狭いほど大きくなっている。これはもっぱらダム高と谷幅との比率により支配されるものであり、しかも図-2.17 の縦軸は規準化した変位であるから、その勾配の大小をもって堤体形状の違いによるダム軸直交方向せん断ひずみの差と見ることはできない。すなわち、谷幅により最大応答変位量も変るため、応答変位の絶対値からせん断ひずみレベルを調べる必要がある。その点を明らかにするためには、弾性係数および減衰定数が同一の条件の下で比較することが必要である。

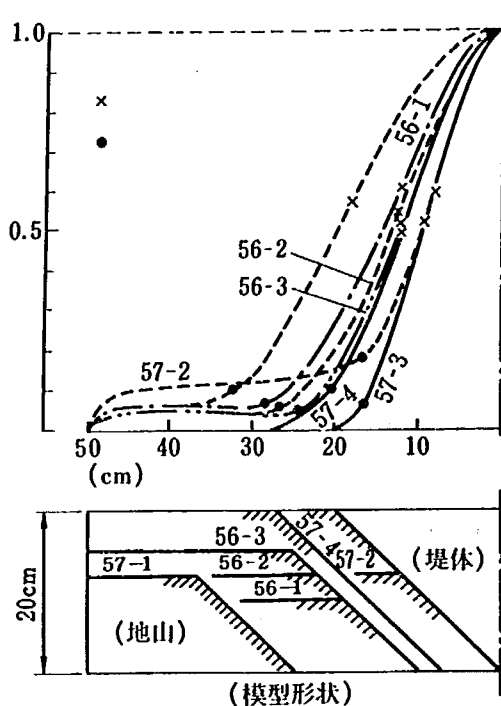


図-2.17 規準化した応答変位モード
(1次共振時)

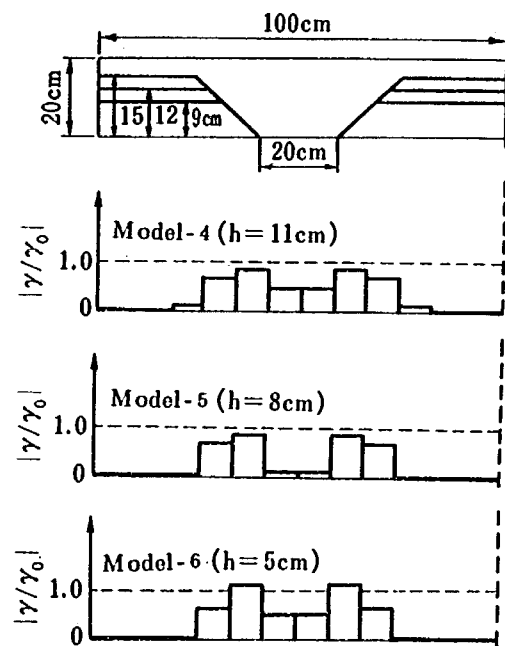


図-2.18 1次共振時のせん断ひずみの
堤軸方向の分布

以上に述べたことは、フィルダム堤体の地震応答に伴うダム軸直交方向せん断ひずみを、堤軸直交断面が回転変形しないという仮定の下に求めて議論したものである。ところが、実際にはその回転変形は発生し、そのときダム軸方向の外縁直応力が曲げひずみにより低下し、引張破壊あるいは拘束応力の低下に伴うせん断破壊が生じる危険性についても検討する必要があるように考えられる。

そこで、図-2.17において、応答変位の曲率がほぼ最大となる点を・印で示した。これによると、各モデルにおいて堤頂での曲げひずみが最大となる位置は、取付地山の肩の前後付近にあることがわかる。また、図-2.18はモデル4～6について一次共振モードから求めたせん断ひずみ(γ)のダム軸方向分布を示したものである。ただし、図中たて軸 $|\gamma/\gamma_0|$ としており、 γ_0 は堤体中央断面内平均せん断ひずみ $\gamma_0 = (\text{堤頂変位}) / (\text{堤高})$ として求めたものである。したがって、 $|\gamma/\gamma_0|$ が1より大きいかどうかによってダム軸直交方向せん断

ひずみの相対的な大きさを知ることができる。この図からも断面急変部でせん断ひずみが大きくなっていることがよくわかる。

2.6 ま と め

本実験により得られた結果をまとめると次のようになる。

- (1) フィルダム堤体の固有振動数は谷幅に大きく影響され、谷幅が狭くなるほど固有振動数は高くなる。固有振動数に及ぼす袖部堤体の存在の影響は、袖部があまり大きくない限り小さい。
- (2) すべての模型について1次共振モードは堤軸方向に単弦振動1/2波長型となった。また、2次モードは3/2波長型となるものが多かったが、2次以降のモード形状の出方はダム形状に強く影響されるようである。
- (3) 堤頂部におけるダム軸直交方向せん断ひずみは、1次共振モードにおいては地山取付部付近で最も大きく発生する。
- (4) フィルダムの3次元的震動時において堤頂部に横断亀裂を生じさせる原因としてせん断応力の発生の他にダム軸方向の直応力の低下が考えられ、この点についても関心を払う必要があるそうである。

3. 3次元有限要素解析

3.1 概 説

前章までに、形状の異なる10ケースのダム模型を作って実施した振動実験の結果とそれらから導かれるダム形状と振動特性の関係について考察した結果を述べた。

本章では、以上に得られた模型実験の結果を解析的に確認しかつ補足する目的で実施した3次元動的有限要素解析について述べる。

解析内容は2つであり、1つは上記模型振動実験モデルについてのシミュレーション解析、他の1つは仮想の実物大のダムモデルの実地震動入力に対する応答解析である。解析に用いたプログラムはそれぞれNASTRANおよびTLUSHである。

3.2 プログラム〔NASTRAN〕の概要

本プログラムは当初NASA（米国航空宇宙局）で開発されたものであり、骨組構造、連続体、流体などの各種の問題に対応できるように作られた総合構造解析プログラムである。静的・動的な応力・変形解析問題が扱われるが、線形解析が主体となっている。動的解析の方法としては、モード重ね合せ法、応答スペクトル法、直接積分法があり、前2者については固有値解析が伴うが、これについては修正ギブンス法、ギブンス法および逆パワー法、ハウスホルダー法が備わっている。

本プログラムは土木研究所の計算機HITAC M-280Hにアプリケーションプログラムとして備え付けられている（名称：ISAS）。ただし、本プログラムを使用した時点では動的応答解析の機能が備わっていなかったため、固有値解析のみを行うこととした。

3.3 プログラム〔TLUSH〕の概要

3.3.1 概 説

TLUSHは、土のような非線型応力-ひずみ特性を有する材料で構成される3次元的な土構造物の地震応答解析を行うことができるプログラムである。これは、フィルダムの3次元動的応答解析を行うことを主な目的として、California大学の香川、Mejia, Seed, Lysmer³²⁾によって開発されたものである。

解析法の特徴は、等価線形化法と複素応答解析法を用いていることである。

筆者らは、本研究においてフィルダムの3次元動的応答解析を実施する必要性が生じたため、昭和57年度にオリジナルのプログラムを購入し、一部改良および機能追加を図った。そして、これを用いて後述する一連の解析を実施している。

3.3.2 解析法の概要

解析法の概要については原著³²⁾に記述されているので、ここではその骨子を記述することとしたい。（詳細は「付属資料」に示す。）

(1) 本解析法における基本条件

本解析法において用いられる解析モデルは図-3.1に例示したような3次元有限要素モデルである。要素は8節点アイソパラメトリック6面体要素を基本とするが、その他、これを縮退させた5面体および4面体要素も用いられる。また、モデルは完全に剛な基盤に接している。すなわち、モデルから基盤への運動エネルギーの逸散はないという条件の問題のみを扱うことができる。その他、解析上の基本条件として、地震動は基盤から任意の方向に作用させることができるが、3成分を別個に与えることはできない事が挙げられる。

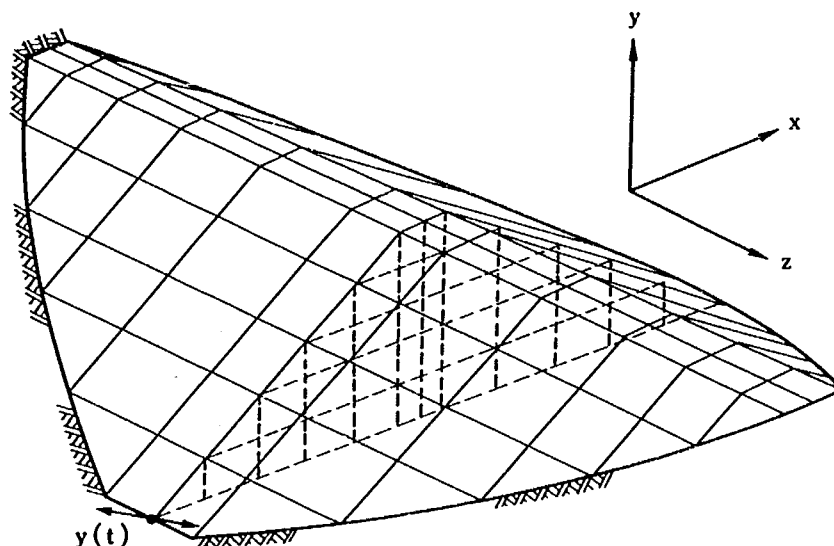


図-3.1 フィルダムの代表的な3次元有限要素モデル

(2) 運動方程式

図-3.1に例示されたようなモデルに対して、運動方程式は次式のように組み立てられている。

$$[M] \{\ddot{u}\} + [K] \{u\} = -[M] \{r\} \ddot{y}(t) \quad \dots\dots\dots (3.1)$$

ここに、 $\{u\}$ = 剛境界に対する節点の相対変位

$[M]$ = 質量マトリックス

$[K]$ = 複素剛性マトリックス

$\ddot{y}(t)$ = 剛境界への入力加速度

$\{r\}$ = 入力加速度の入射方向を与える荷重ベクトル

式(3.1)よりわかるように、粘性減衰項は表われておらず、要素剛性マトリックスを下式で定義される複素剛性マトリックスで構成することにより考慮されている。

$$G^* = G (1 - 2\beta^2 + 2i\beta \sqrt{1 - \beta^2}) \quad \dots\dots\dots (3.2)$$

ここに、 G = 要素の剛性率

β = 要素の減衰定数

G^* = 要素の複素剛性率

この方法は、本プログラム作成者らが以前に作成したプログラムSHAKE, LUSH, FLUSHなどでも同様に用いられている。

(3) 解析法

運動方程式(3.1)は複素応答法により解かれる。入力加速度 $\ddot{y}(t)$ をフーリエ級数展開し、応答値 $u(t)$ をも同様に展開することによって各周波数毎の増幅値を求め、周波数応答関数が得られる。最後に、各周波数毎の調和振動応答を重ね合わせるにより完全な応答が得られる。

また、土要素の材料非線形特性については等価線形化法により対処されるが、等価剛性を決定するための規準ひずみとしては、各要素の3次元ひずみ空間における最大せん断ひずみにある係数を掛けたものを用いるようになっている。等価線形化法が用いられているため、イテレーションが行われる。

3.3.3 プログラムの構成

本プログラムは4種類のモード(操作法)を備えている。これは、本来3次元解析では解析の規模が大きくなるため、計算上のエラーや同様の計算の繰返しの無駄を省き、効率的な計算が行えるように機能分割を図ったものである。以下に4つのモードを簡単に説明する。

(モード1) 基本計算モード

あるモデルに対する最初の解析を実行するときに用いる。ここではまず入力データの読み込み、要素質量マトリックス、正規化された要素剛性マトリックス等解析の基本となるデータが構成される。そして、指定された解析条件に応じて等価線形化解析による繰返し計算(イテレーション)が実行される。これらのデータはファイルとして保存される。

(モード2) イテレーションモード

モード1におけるイテレーションが十分でない、すなわち等価線形化法における等価剛性のひずみ依存特性の収束計算が十分でないと判断される場合に用いられる。計算は、モード1におけるイテレーションを続行するものであり、このため、モード1における最終計算結果が利用される。この計算の結果は、モード1において作成された計算結果ファイルの上に書き換えられる。

(モード3)

このモードは、以上の計算結果から、必要な出力値を得るときに用いられる。

(モード4)

このモードは、インプットデータにエラーがないかどうかチェックするために、これをプリント出力させるものである。

3.4 NASTRANによる固有値解析

模型振動実験から得られた固有振動数および固有モードを解析的に得られる結果と比較検討するために実施した。解析はモデル4～10に対して実施した。

3.4.1 解析方法

モデルを図-3.2に例示するように分割した。解析モデルは表-3.1に示す条件で設定している。要素分割はいずれのモデルにおいてもダム軸方向には10分割しており、高さ方向には5～8分割している。地山に接する底面および側面の節点は固定としており、その他の節点については上下流方向(図-3.2のx方向)のみ自由としている。全自由度数は表-3.1に示したように227～516である。

〔モデル5〕

節点数 693

要素数 640

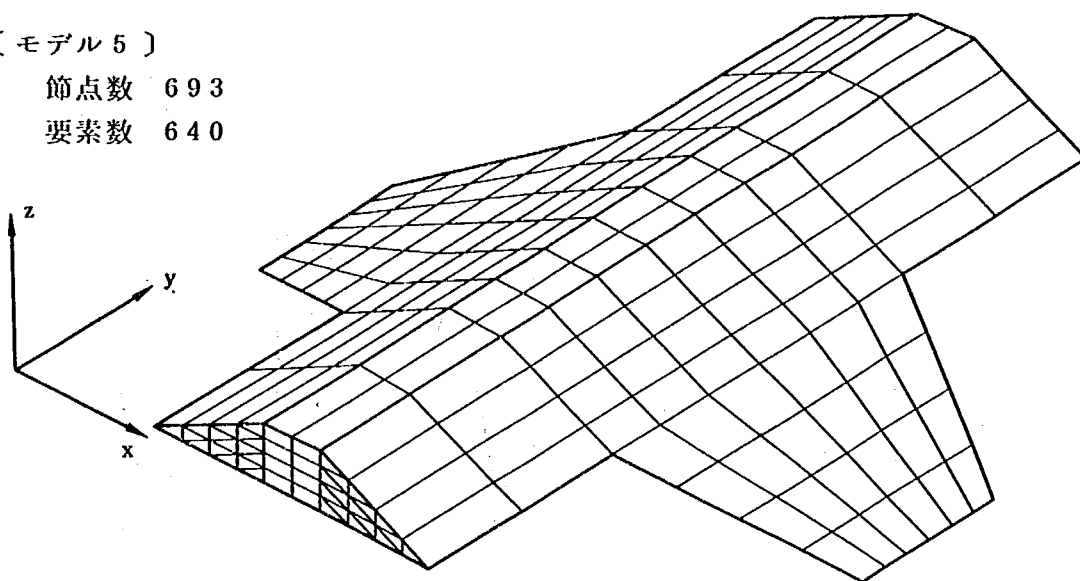


図-3.2 固有値解析(NASTRAN)に用いた解析モデルの例

表-3.1 解析モデル条件

モデル 番号	モデル条件			物理定数		
	要素数	節点数	自由度	密度 $\rho(\text{g/cm}^3)$	弾性係数 $E(\text{gt/cm}^2)$	ポアソン比 ν
4	640	693	436	1.075	326	0.45
5	〃	〃	〃	1.084	365	〃
6	〃	〃	〃	1.108	290	〃
7	〃	〃	〃	1.07	403	〃
8	440	418	227	1.08	375	〃
9	1,000	726	516	1.08	473	〃
10	400	385	275	1.08	473	〃

3.4.2 解析結果

図-3.3に1次から5次までの固有モードをダム軸について示す。モデル4～7およびモデ

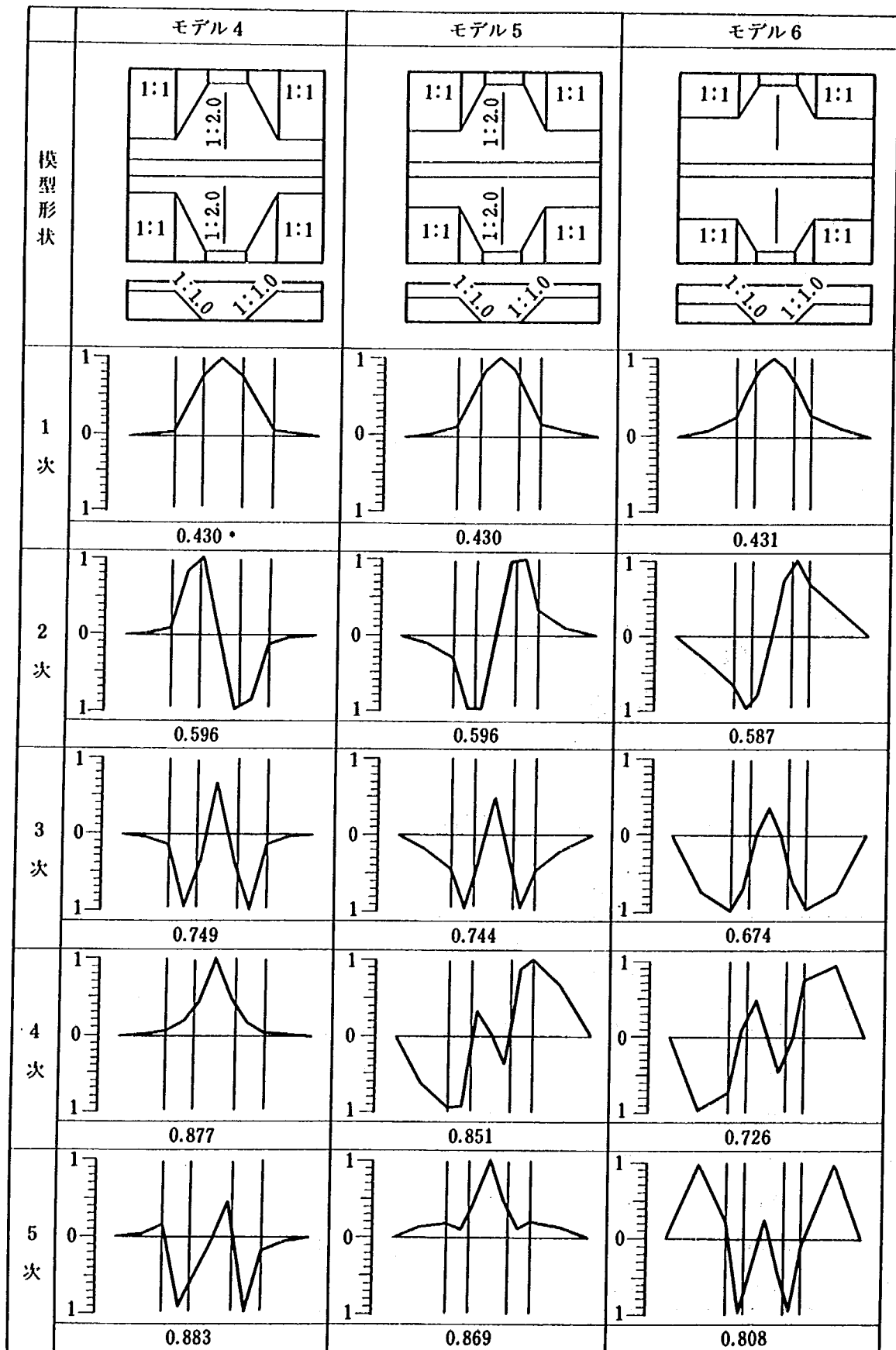


図-3.3 固有値解析による固有モード(1)

*換算固有振動数

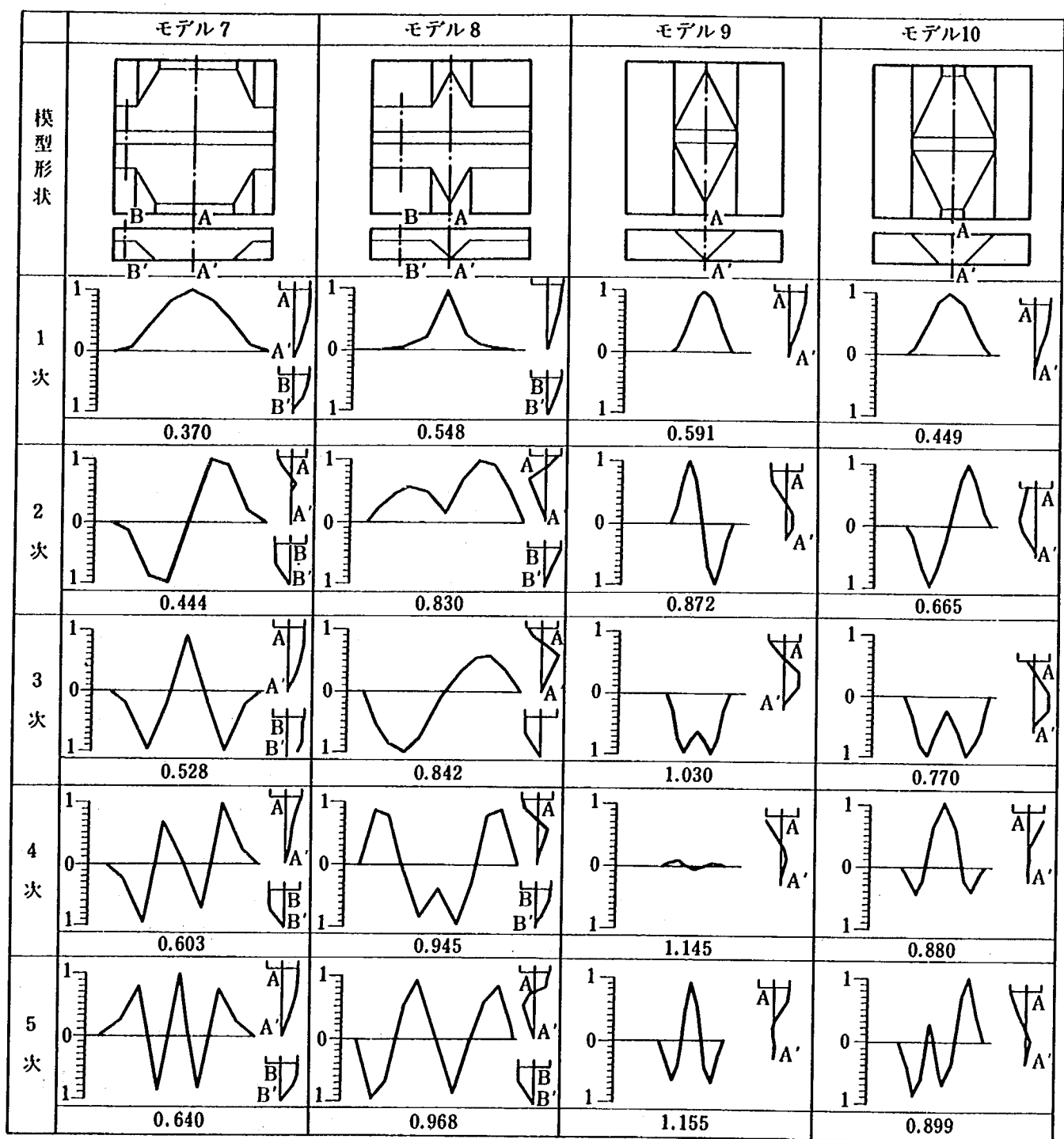


図-3.3 固有値解析による固有モード(2)

ル 9 では左右対称および逆対称モードが交互に現われている。モデル 8, 10 では対称あるいは逆対称モードが一部連続して生じている。このようなモードの出方はダム高と幅の比あるいは軸部の存在等により微妙に変わるものと考えられる。これらを図-2.12に示した実験結果と比べると、まず実験では左右対称モードのみしか現われない点が異なっているのに気付く。これは、実験では同位相加振であり、さらにモデルが左右対称であるために刺激係数がゼロとなり、逆対称モードが励起されないためである。また、軸部を有するモデル 4~7 について、低次の固有モードはダム主要部の全体に占める割合が大きいほどそれに支配されているのがわかる。

つぎに、これらの固有振動数を表-3.2にまとめてみた。ただし、同表では、解析により得

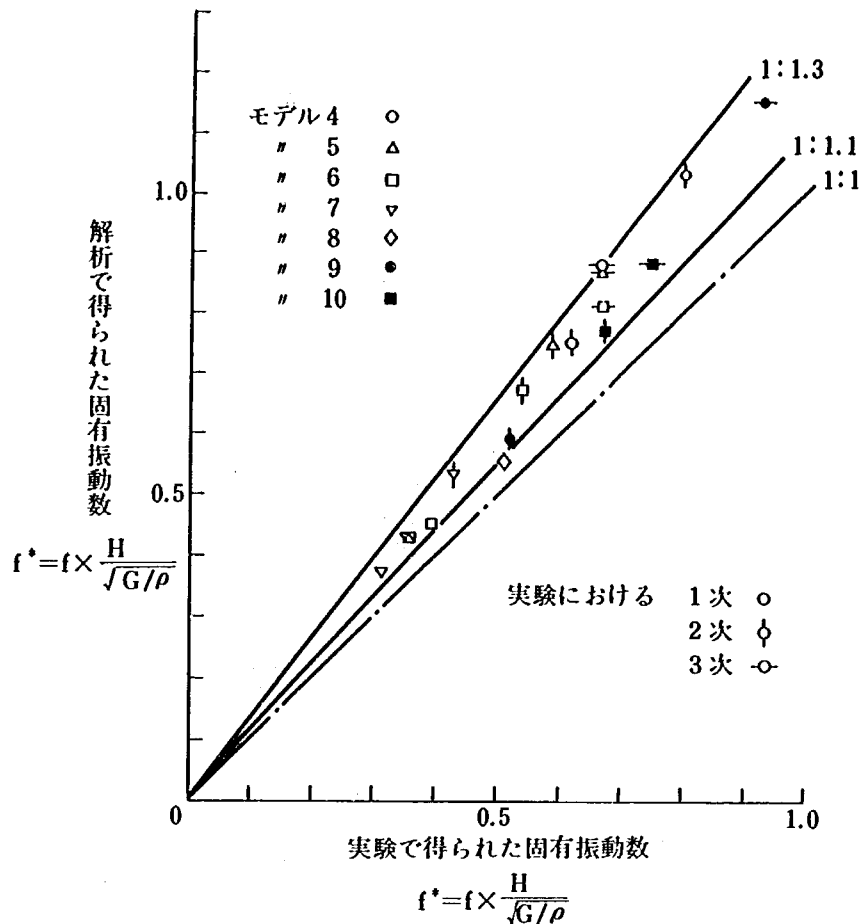
表 3.2 換算固有振動数 (f^*) 一覧

FEM による 次 数	モデル 4		モデル 5		モデル 6		モデル 7		モデル 8		モデル 9		モデル 10	
	解析	実験	解析	実験	解析	実験	解析	実験	解析	実験	解析	実験	解析	実験
1 次	0.430	0.353 [*] (1次) (1.22) ^{***}	0.430	0.356 (1次) (1.20)	0.431	0.363 (1次) (1.19)	0.370	0.316 (1次) (1.17)	0.548	0.511 (1次) (1.07)	0.591	0.519 (1次) (1.14)	0.449	0.392 (1次) (1.15)
2 次	0.596 [*]		0.596 [*]		0.587 [*]		0.444 [*]		0.830 [*]		0.872 [*]		0.665 [*]	
3 次	0.749	0.619 (2次) (1.21)	0.744	0.590 (2次) (1.26)	0.674	0.538 (2次) (1.25)	0.528	0.431 (2次) (1.22)	0.842 [*]		1.030	0.804 (2次) (1.28)	0.770	0.675 (2次) (1.14)
4 次	0.877		0.851 [*]		0.726 [*]		0.603 [*]		0.945	0.759 (2次) (1.24)	1.149 [*]		0.880	0.753 (3次) (1.17)
5 次	0.883	0.668 (3次) (1.32)	0.869	0.676 (3次) (1.28)	0.808	0.673 (3次) (1.20)	0.640		0.968 [*]		1.155	0.934 (3次) (1.24)	0.899 [*]	

* 逆対称モード ** 実験での次数 *** (解析値) / (実験値)

られた 5 次までの固有振動数を式 (2.6) により無次元化した値で示している。また、同表には、モードの対応する実験値を示している。これより、実験では対称モードのみが選択的に現われているのがわかる。さらに、同表中には解析により得られた固有振動数と実験により得られた固有振動数の比をカッコ書きで示しているが、その比はいずれも 1 より大きくなっている。両者を比較して図-3.4に示すが、比率は 1.1~1.3 となっているのがわかる。このように実験値と解析値が一致しない理由として次の事が推定される。

すなわち、2.5.3 で述べたように解析に用いた弾性係数はやや大きめに評価されている可能性が高いこと、および解析上の問題である、解析上の問題とは、要素分割数が十分でなかったことと有限要素モデルを構成する節点の自由度を 1 自由度に制限した (本来 3 自由度を有する) ことであり、これらはいずれも解析上の固有振動数が大きめに得られるように作用する (Rayleigh の原理⁴⁴⁾)。さらに、これらの事は、固有モードが複雑となる高次モードになるほ



図－3.4 実験および解析により得られた固有振動数の比較

ど影響が大きいと推定されるが、図－3.4でもその傾向が現われているようである。固有モードを図－2.12と図－3.3で比較してみると、図－3.3の解析値の方がやや角張っているが、これは要素分割数が少くダム軸に沿って節点数が10程度しかないためである。

以上に述べたことから、TLUSHによる固有値解析の結果は次のようにまとめられる。

- ① 固有振動数は実験値よりも20%程度大きい値が得られた。しかし、その比率はほぼ一定しており、実験値と解析値の差は主に解析条件によるものと推定される。
- ② 固有モードについてはほぼ良い一値を示した。ただし、有限要素モデルの要素分割数が若干不十分なために部分的にモード形状が一致しないものも見られた。

3.5 TLUSHによる解析

3.5.1 チェック計算

TLUSHを今回実施した振動実験模型あるいは実際のフィルダムの動的応答解析を適用するのに先立ち、その計算精度を確認するための予備的な計算を実施したので以下に示す。

(1) 計算条件

図- 3. 5 に示す 18 節点，4 要素モデルを基本モデルとした。物性値は同図中に示す通りであり，境界条件は底面および左右面（x 軸直交面）上の節点を固定とし，残る 4 節点のみを自由とした。加振方向は z 軸方向である。入力地震動はエルセントロ波 NS 成分の主要動部を含む約 10 秒間のデータを用い，時間刻み $\Delta t = 0.02 \text{ sec}$ ，512 ステップ，最大加速度 100 gal とした。入力地震動を図- 3. 6 に示す。

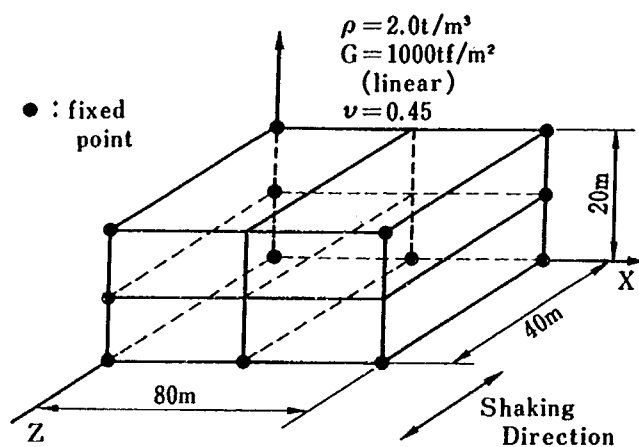


図- 3. 5 基本計算モデル

(2) 計算結果

ここでは，計算条件の差による計算誤差を相対誤差により評価する。

(a) 考慮する最高周波数

一般に，最高周波数は高い方が精度の良い結果が得られる反面，計算時間が長くなる。そこで，計算精度がそれほど悪くならない範囲でできる限り計算時間を短縮するため，どの程度まで最高周波数を低くしてもよいかということ調べた。

上記計算条件でとり得る周波数は，

$$f = \frac{1}{2\pi} \cdot \frac{2\pi s}{N \cdot \Delta t} = \frac{s}{512 \times 0.02} \quad (s = 0, 1, 2, \dots, \frac{512}{2})$$

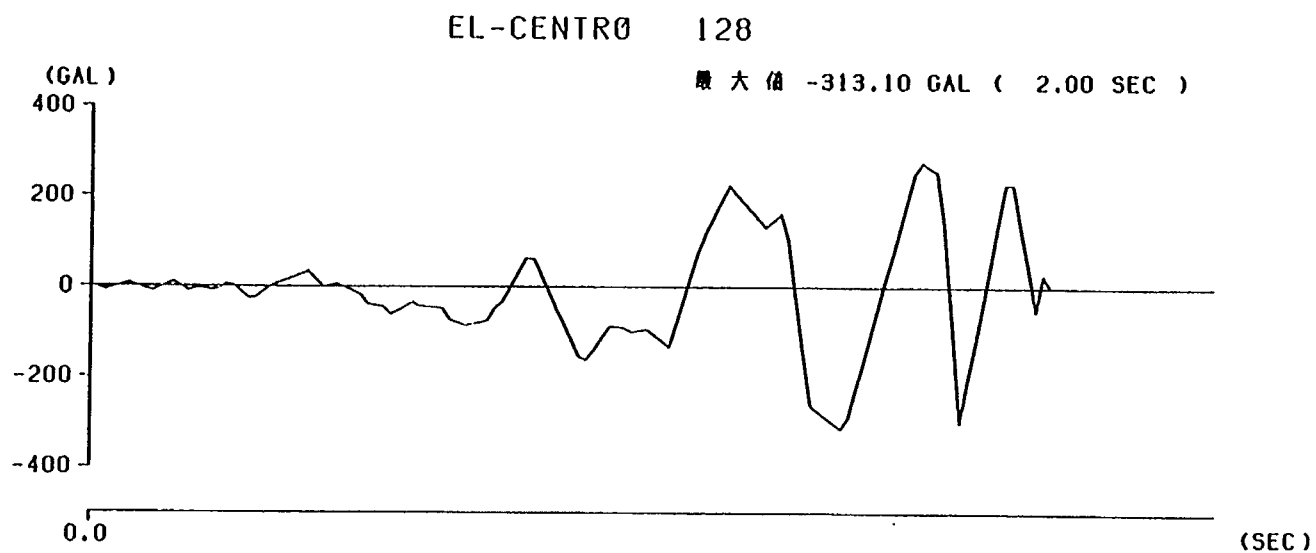
であり，計算上とり得る最高の周波数は

$$f_{\max} = \frac{512/2}{512 \times 0.02} = 25.0 \text{ Hz}$$

である。そこで， $f_{\max}$ として 25.0 Hz ， 10 Hz の 2 つの条件で応答解析を実施した。その結果，最大加速度および最大変位の相対誤差はそれぞれ 4%，2% 程度であった。

ちなみに，文献 33) によれば，最高周波数として基本周波数の 4～5 倍を与えればよいとされており，このモデルの基本周波数は約 1 Hz であるから，上記の結果はこのことと符合している。

(a) 時刻歴



(b) フーリエスペクトル

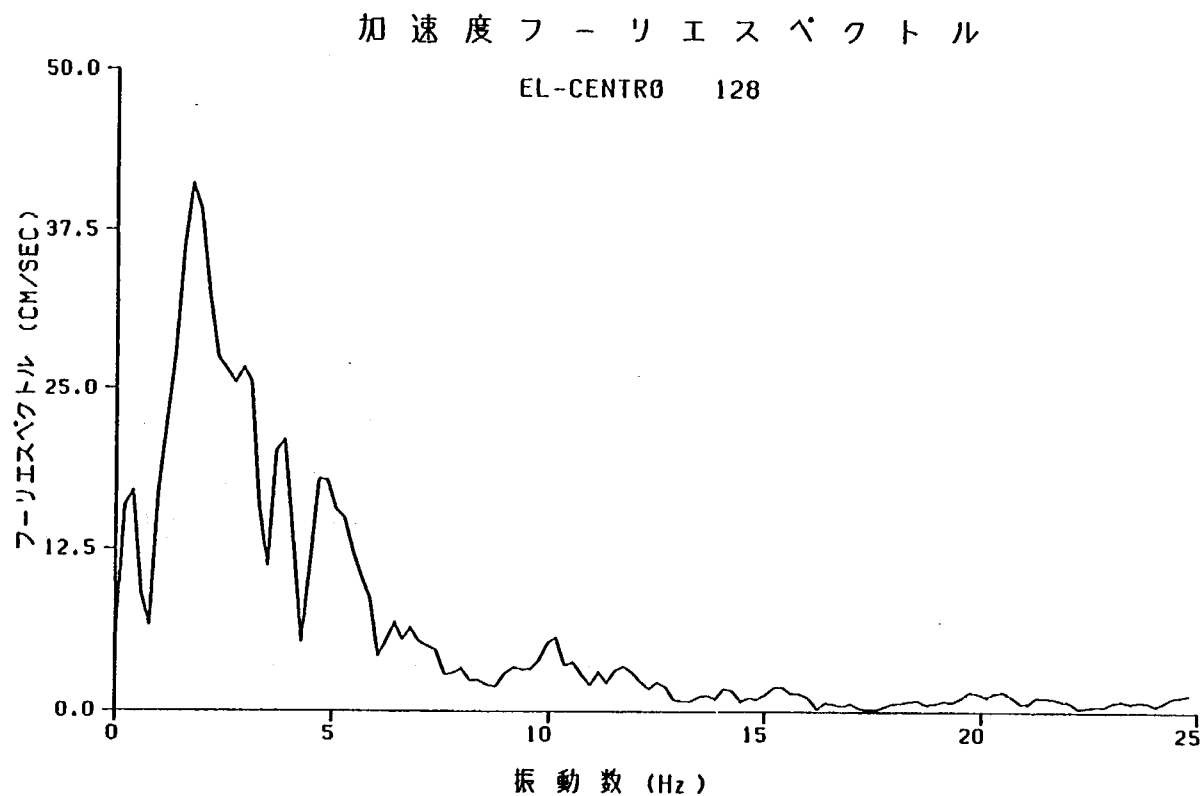


図-3.6 入力地震動(エルセントロNS波)

また、上記2条件での計算に要した時間はそれぞれ27秒、14秒であり、最高周波数を低くとると計算時間は顕著に短縮された。したがって、このケースでは最高周波数を10Hzととるのが効率的であると言える。

(b) 周波数ピッチ

本プログラムで運動方程式は周波数領域で解かれるため、その過程で周波数応答関数が計算される。この関数値を全ての周波数についていちいち計算すると計算時間が膨大となるため、通常は周波数を適当に間引いた上で関数値を計算し、計算されない周波数での関数値は内挿により求められる。

そこで、応答関数値を計算する周波数ピッチを1/1、1/2、1/4、1/8と減らした各条件で応答解析を実施した。

その結果を相対誤差表示にしたものが図-3.7である。これによると、周波数ピッチを1/2、つまり1個とびにとって計算しても誤差がほとんど生じないことがわかる。この場合、誤差を生じる原因は、周波数応答関数値を内挿により求めた値の誤差によるものであり、その誤差の大きさは一般にモデルの固有周波数が近接して存在する周波数範囲において著しいと考えられる。したがって、この内挿法を用いる場合には、モデルの固有周波数が比較的多く存在する低周波数領域では比較的密に、逆に高周波数領域では疎に計算するように留意するのがよいであろう。

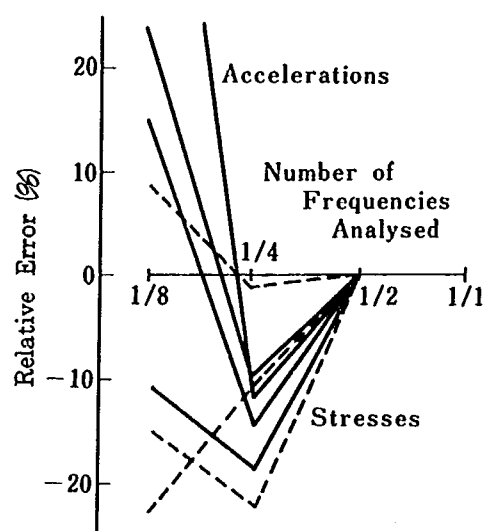


図-3.7 周波数ピッチと解析誤差

(c) 要素分割数

図-3.5に示したモデルに対し、要素分割数をX方向に2倍、Y方向に2倍、4倍とした3つのモデルを別途作成し、要素分割数による結果の差を調べた。その結果、X方向に2倍の分割数にした場合、加速度・変位の応答値が10～30%増加した。また、Y方向に2倍、4倍の分割数にした場合、それぞれ10～40%、10～45%の増加が見られた。

一般に、動的解析における有限要素モデルの要素の大きさは、せん断波進行方向について次式で表わされる値以下でなければならないとされている。

$$h_{\max} = \frac{1}{5} \cdot \frac{V_s}{\nu_{\max}} \quad \dots\dots\dots (3.3)$$

ここに、 $h_{\max}$ ：最大メッシュサイズ

V_s ：せん断波速度

$\nu_{\max}$ ：考慮する最高周波数

上式を本モデルに適用すると、

$$\begin{aligned} h_{\max} &= \frac{1}{5} \cdot \frac{\sqrt{G/\rho}}{\nu_{\max}} \\ &= \frac{1}{5} \cdot \frac{\sqrt{1,000 \times 9.8/2}}{10} \\ &= 1.4 \text{ m} \end{aligned}$$

となり、この条件を満足するためには本モデルは少くとも $20/1.4 = 14$ 分割しなければならないことになる。上記の計算モデルではこの条件が満たされておらず、妥当な解を得るためにはさらに細かく分割する必要があるだろう。

(d) 静穏領域の長さ

動的解析を周波数領域で行う場合、継続時間 T で与えられた入力地震動は計算上、周期 T をもって繰返し作用するとして扱われる。このため応答値には「リンク効果」が生じることになる。これを避けるために、本来の入力地震動の後に「後続の 0」（静穏領域）を付けてやり、この間に応答を十分に減衰させる方法がとられる。

ここでは、静穏領域の有無による応答値の違いを見るために、本来の入力地震動 5/2 ステップにさらに後続の 0 を 5/2 付けた条件での計算を実施した。その結果、加速度・変位・応力の応答値の誤差はわずか 1～2% であった。また、計算時間は 5/2 ステップ、1024 ステップでそれぞれ 11 秒、19 秒であった。したがって、このケースではリンク効果による誤差は小さく、後続の 0 を付ける必要がないと言える。

(3) イテレーション数

せん断剛性率 G および減衰定数 h のひずみ依存性について Seed の提案曲線を用い、上記モデルに対して等価線形化計算を実施した。ここでは、イテレーションの回数と計算結果の収束性の関係を調べた。その結果を図-3.8 に示すが、この場合 3 回のイテレーションで十分に収束していることがわかる。

(4) 最大せん断ひずみの計算法

等価線形化計算において有効せん断ひずみが次式で計算されるが、

$$\tau_{\text{eff}} = C \times \tau_{\max} \quad \dots\dots\dots (3.4)$$

ここに、 τ_{eff} ：有効せん断ひずみ

$\tau_{\max}$ ：最大せん断ひずみ

C ：等価化係数（通常 0.6～0.7 程度）

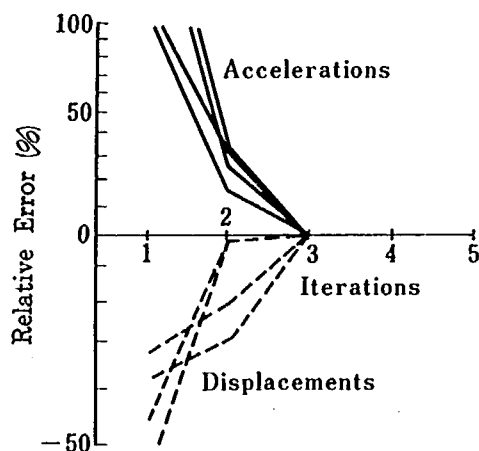


図-3.8 繰返し回数と解析誤差

$\gamma_{\max}$ の算出法として、①最大せん断ひずみの時刻歴中の最大値を与える方法と、②周波数領域での計算から近似的に求める方法の2方法がある。この2方法を用いてそれぞれ計算を実施した結果、応答値は20%程度の誤差があった。一方、計算時間はそれぞれ30秒、27秒であり、②の方法で計算時間はあまり短縮されていない。式(3.4)の本来の趣旨からすれば①の方法によるのが正しく、②の方法はその近似手法であるため、②の方法で計算時間の短縮がさほどないならば①の方法で計算するのがよい。

3.5.2 実験模型のシミュレーション解析

プログラムTLUSHにより模型実験結果をどの程度再現できるのか確かめるために、モデル4、6に対してシミュレーション解析を実施した。

(1) 解析方法

解析モデルを図-3.9に例示する。解析モデルの主な条件は表-3.3に示す通りである。

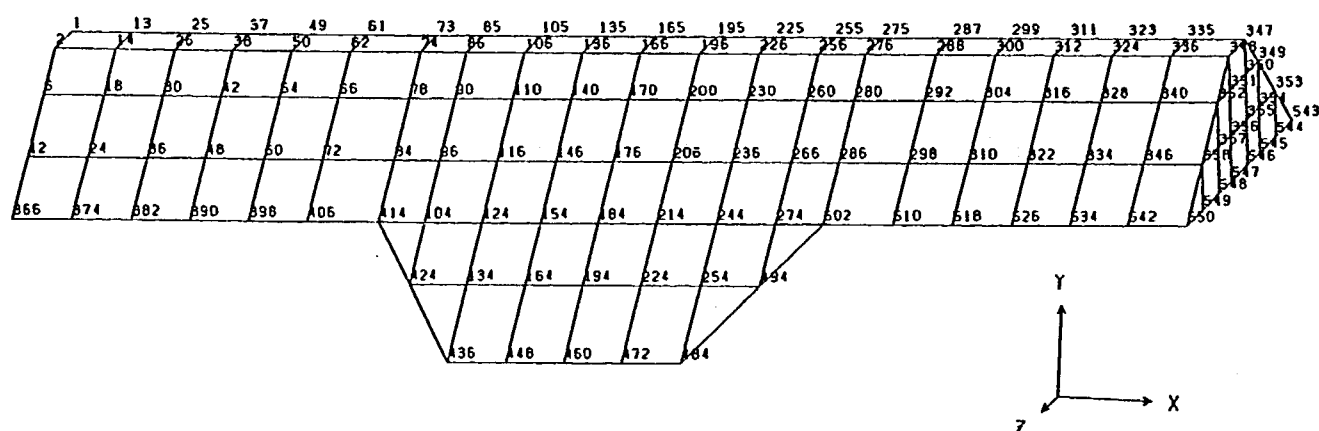


図-3.9 解析モデル(モデル6)

表-3.3 解析モデル条件

モデル番号	モデル条件			物理定数		
	要素数	節点数	自由度	密度 $\rho(\text{g/cm}^3)$	弾性係数 $E(\text{gf/cm}^2)$	ポアソン比 ν
モデル4	368	454	858	1,075	326	0.49
モデル6	438	550	1,074	1,108	290	0.49

境界条件としては、底面および左右の側面を固定とした。ところで、TLUSHは複素応答法により動的解析を行うため、周波数応答関数は計算されるが固有値解析は行わない。したがって、固有値および固有モードを直接に得ることができないため、ここでは計算を2段階に分けて実施することとした。

その第1の計算は伝達関数(周波数応答関数)を求めるためのものである。伝達関数を求

めるためには、プログラムの特性上、必要とする周波数範囲においてフーリエスペクトルが 0 とならないような入力加速度を与える必要がある（ただし、スペクトルの大きさは任意）。そこでここでは、エルセントロ地震波 NS 成分を用いた。計算条件は表－3.4 に示す通りで

表－3.4 計 算 条 件

入力地震加速度	エルセントロ波（NS 成分）
時 間 ピ ッ チ	$\Delta t = 0.02 \text{ sec}$
ス テ ッ プ 数	$N = 128$ 個
最 大 加 速 度	100 gal
周波数のピッチ	$1/(N \cdot \Delta t) = 0.39 \text{ Hz}$
周 波 数 範 囲	0～25 Hz

あり、入力波形は図－3.6 に示されている。

第 2 の計算は、上述の計算で得られた伝達関数のピークを示す周波数を有する正弦波加速度を入力し、その相対変位応答モードを見出そうとするものである。この計算では、所定の周波数を有する正弦波 1 波を入力した。時間刻みは 1 波を 32 分割するように設定した。

(2) 解析結果

図－3.10 および図－3.11 に両モデルについて得られた伝達関数をそれぞれ示す。また、これを図－2.9 の実験結果と比較したのが図－3.12 および図－3.13 である。これらの図で計算による伝達関数の山がつおれているのがいくつか見られるが、これは解析上の周波数刻みが十分に細かくはなかったためである。実験値と対比した図－3.12, 13 を見ると、大略の形状は類似しているが、卓越振動数およびそのときの加速度応答倍率はあまり一致していない。

そこでつぎに、モデル内の代表的ないくつかの節点で卓越振動数となるところでの応答モードを計算してみた。卓越振動数としてモデル 4 では 6.7, 13.0, 19.7 Hz を、モデル 6 では 6.1, 8.9, 11.6 Hz をそれぞれ採用した。

まず、モデル 4 の計算結果として相対応答変位モードを図－3.14, 15, 16 に示す。これらの図を、図－2.12 に示した実験結果と対比してみると、図－3.14 の結果は実験での 1 次モードに、図－3.15 は 3 次モードに対応しており、図－3.16 の結果は図－2.12 に示したものの以外により高次のモードであろうと思われる。つぎに、モデル 6 の相対応答変位モードを図－3.17, 18, 19 に示すが、これらを同様に図－2.12 の結果と対比すると、それぞれ実験上の 1 次、2 次、3 次モードに対応していることがわかる。そこで、これらの対応する卓越周波数をまとめてみると表－3.5 のようになる。実験値と計算値を比較してみると、3.3 の場合と同様に計算値の方がやはり大きくなっている。これを図示したのが図－3.20 であるが、両者

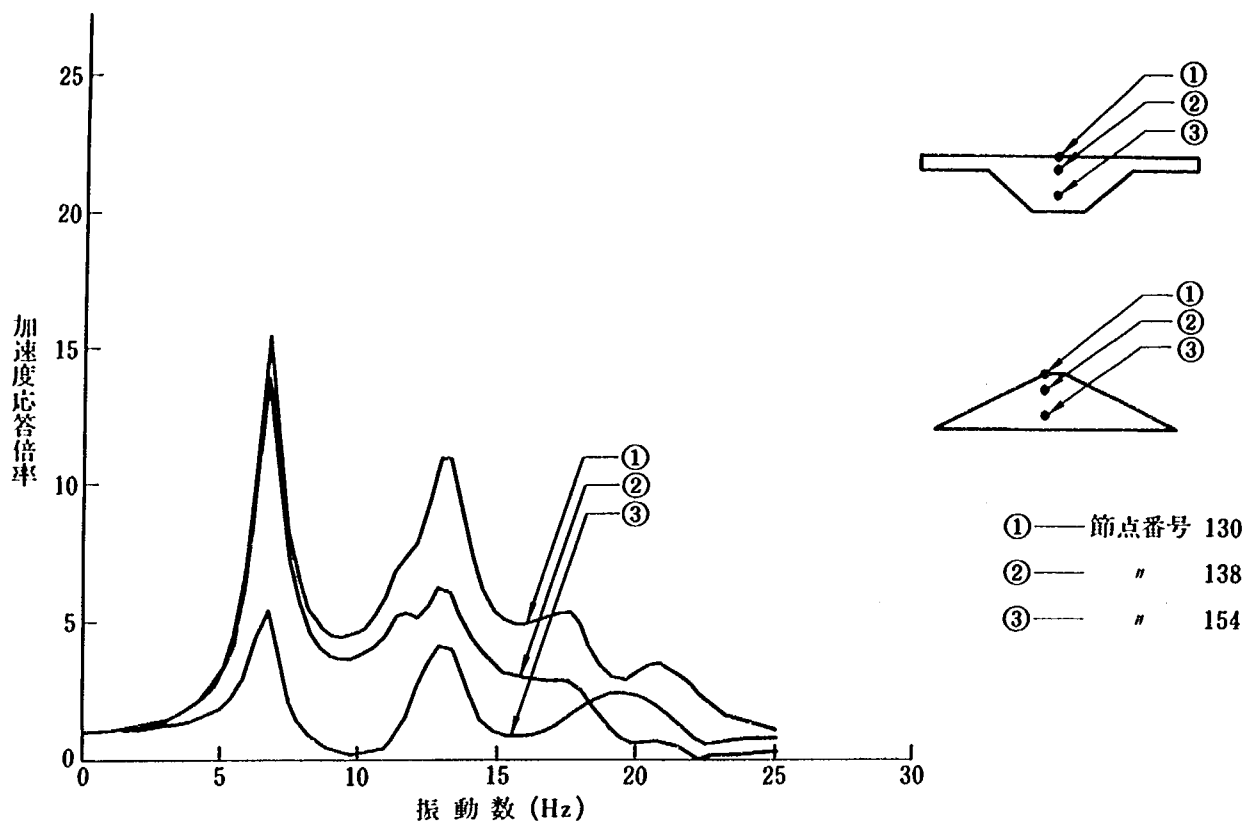


図- 3.10 (a) 伝達関数 (モデル 4) (ダム中央, 鉛直位置による変化)

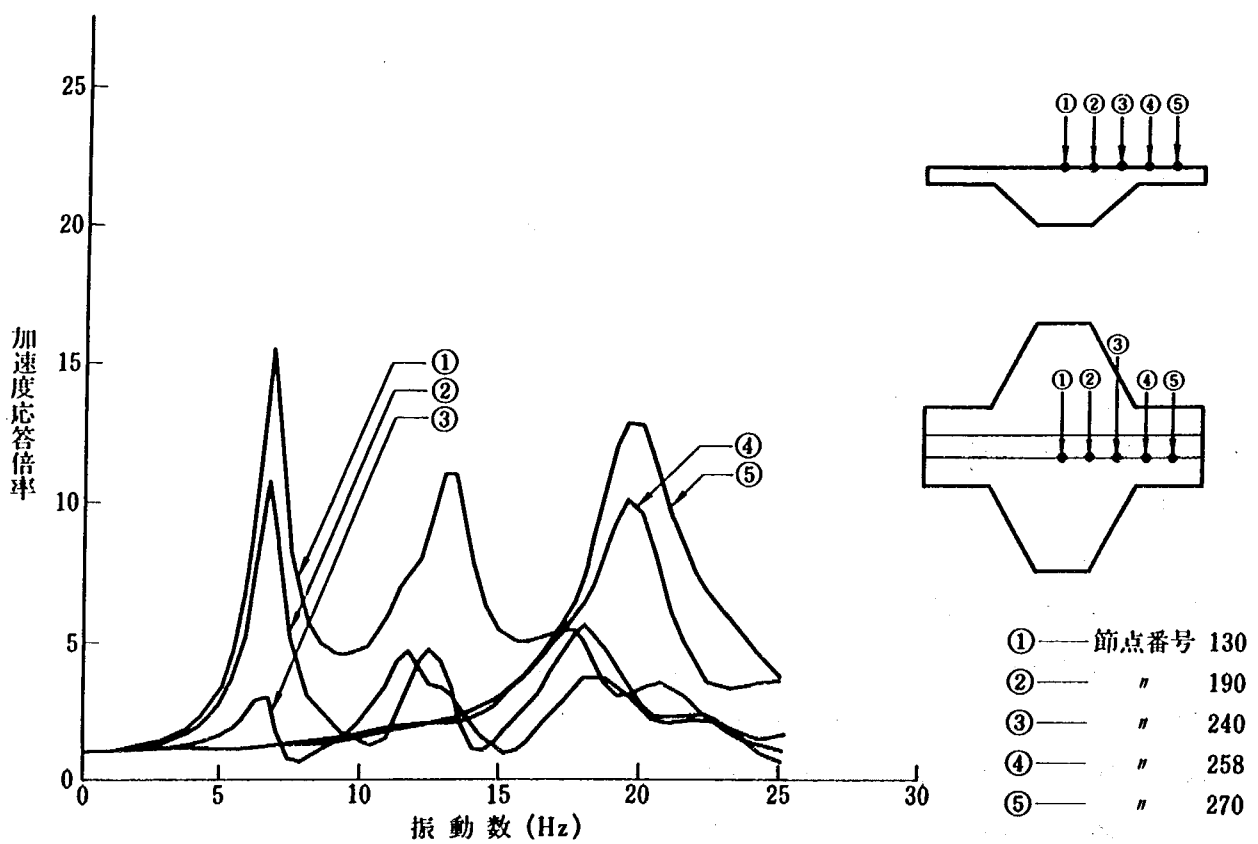


図- 3.10 (b) 伝達関数 (モデル 4) (天端, 水平位置による変化)

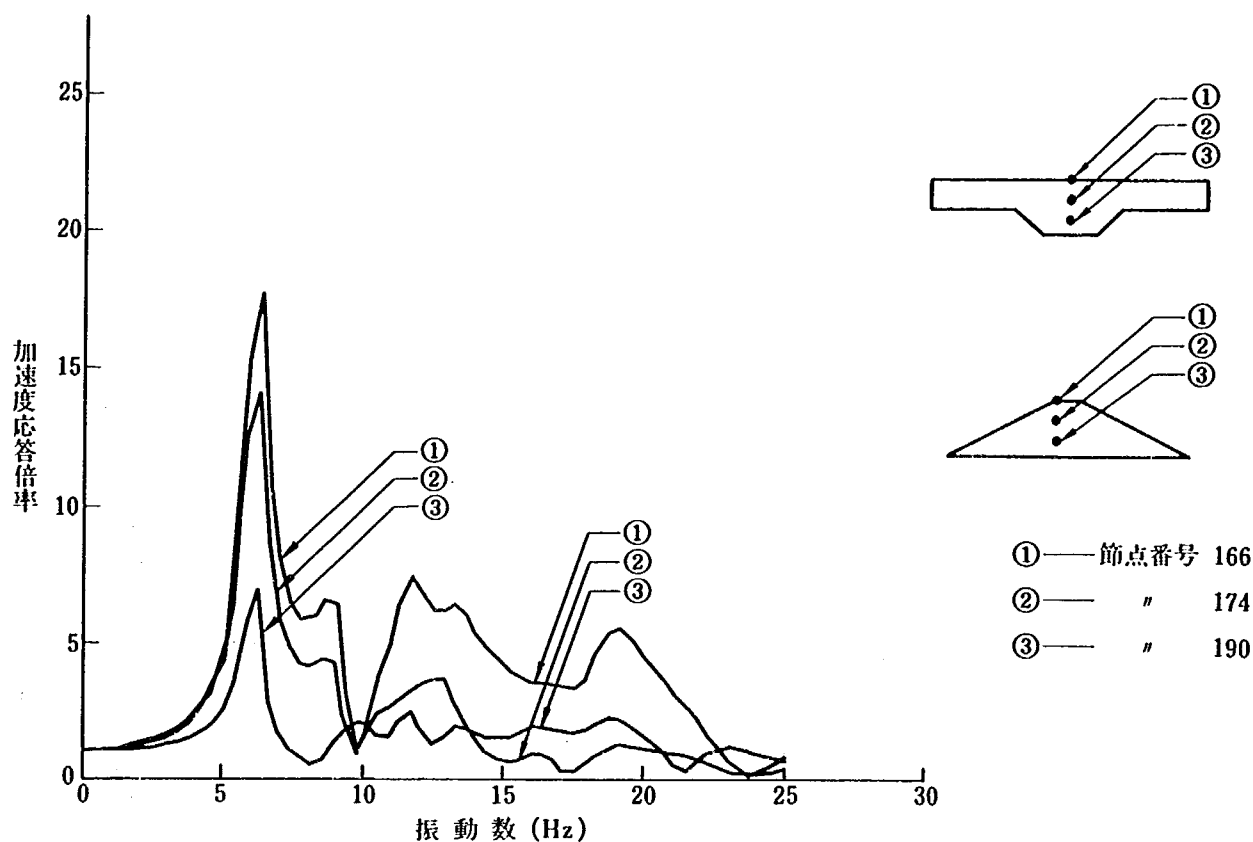


図- 3.11(a) 伝達関数 (モデル 6) (ダム中央, 鉛直位置による変化)

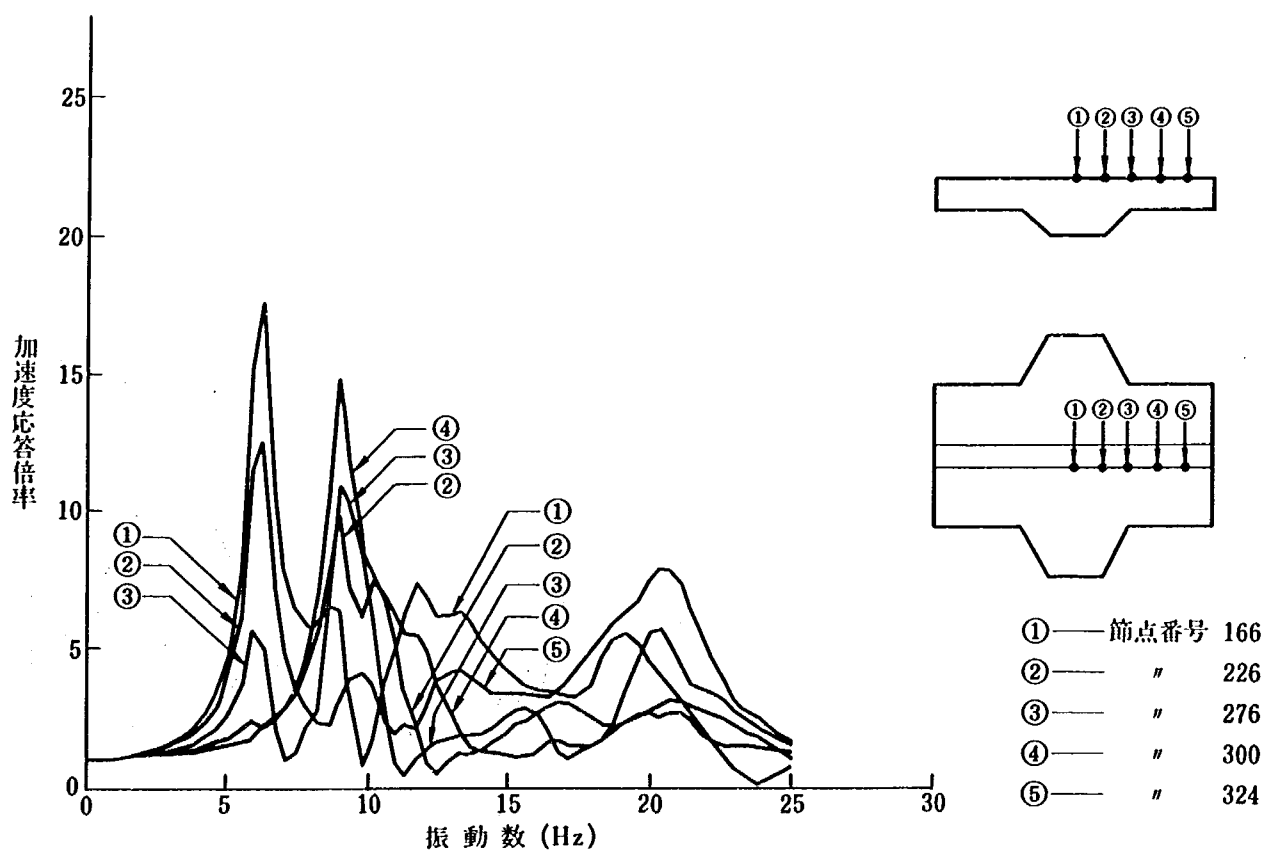


図- 3.11(b) 伝達関数 (モデル 6) (天端, 水平位置による変化)

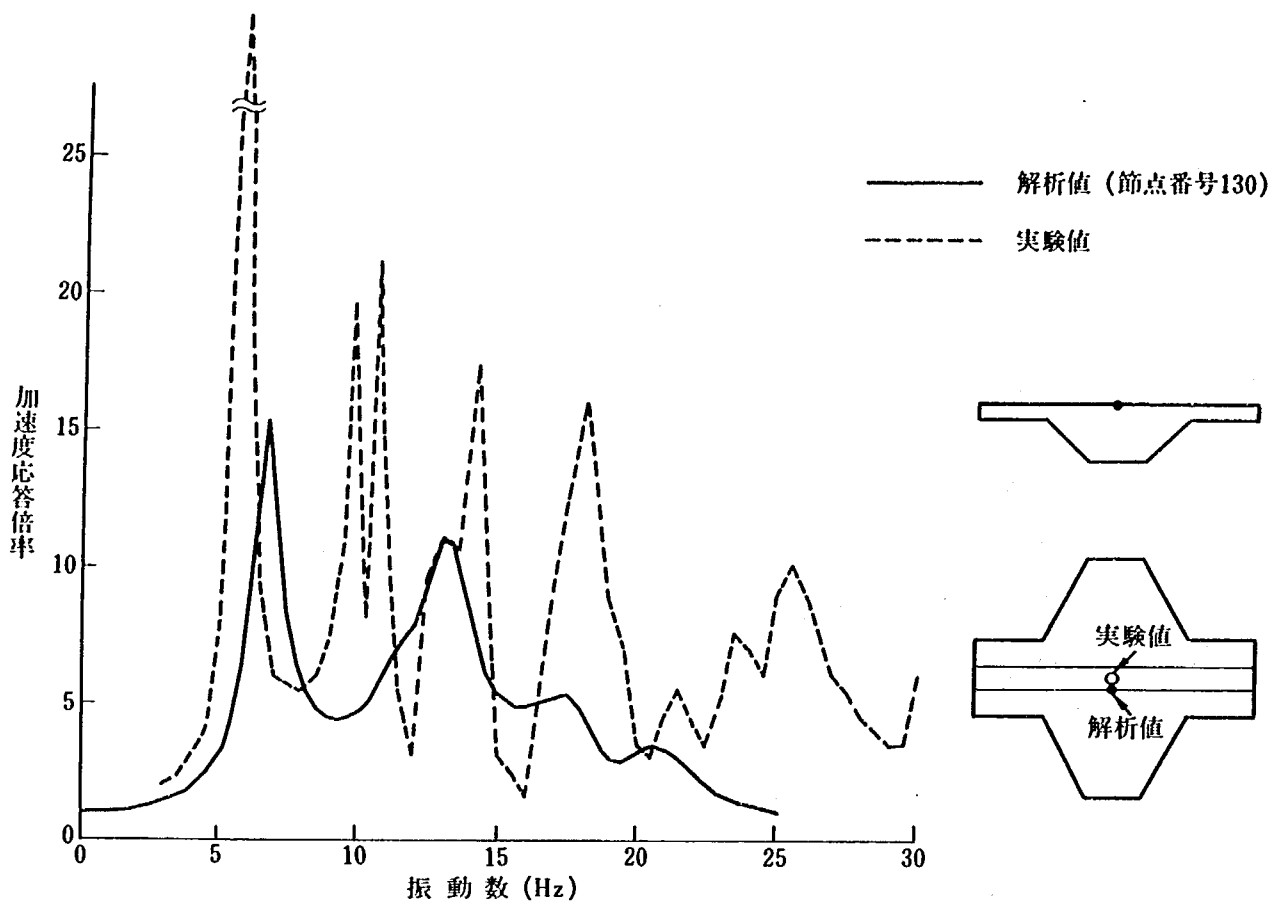


図- 3.12(a) 伝達関数の実験値と計算値の比較 (モデル4, 天端中央)

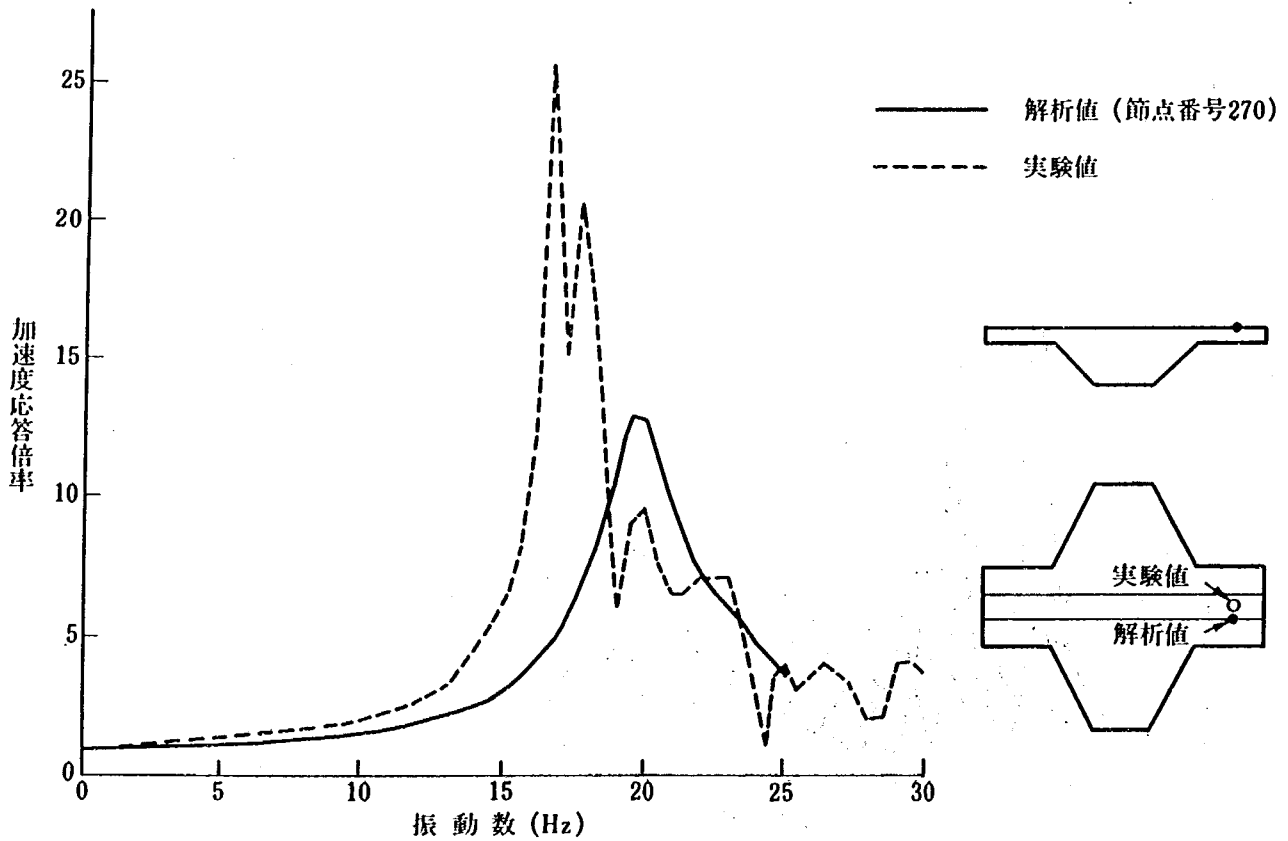


図- 3.12(b) 伝達関数の実験値と計算値の比較 (モデル4, 袖部)

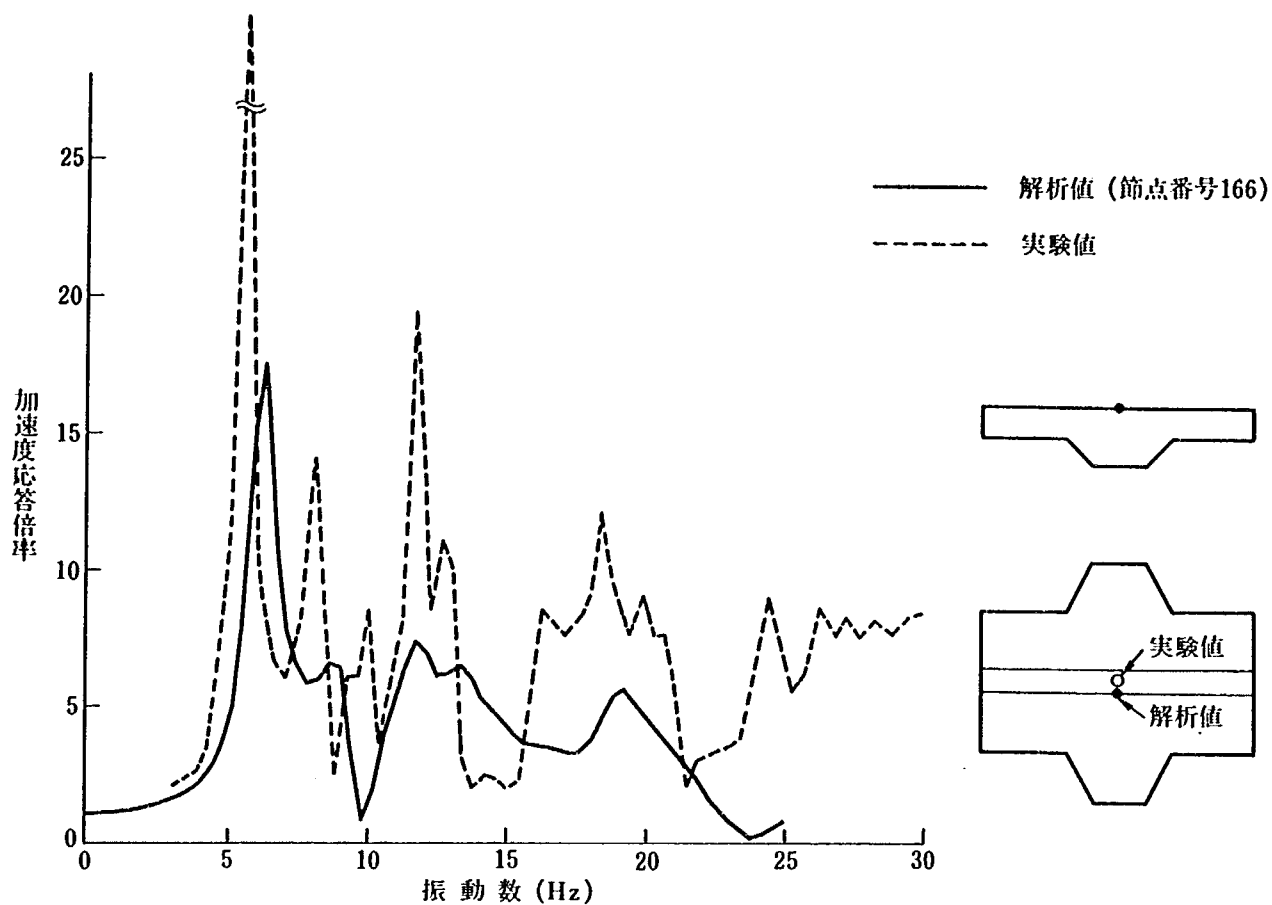


図- 3.13(a) 伝達関数の実験値と計算値の比較 (モデル 6, 天端中央)

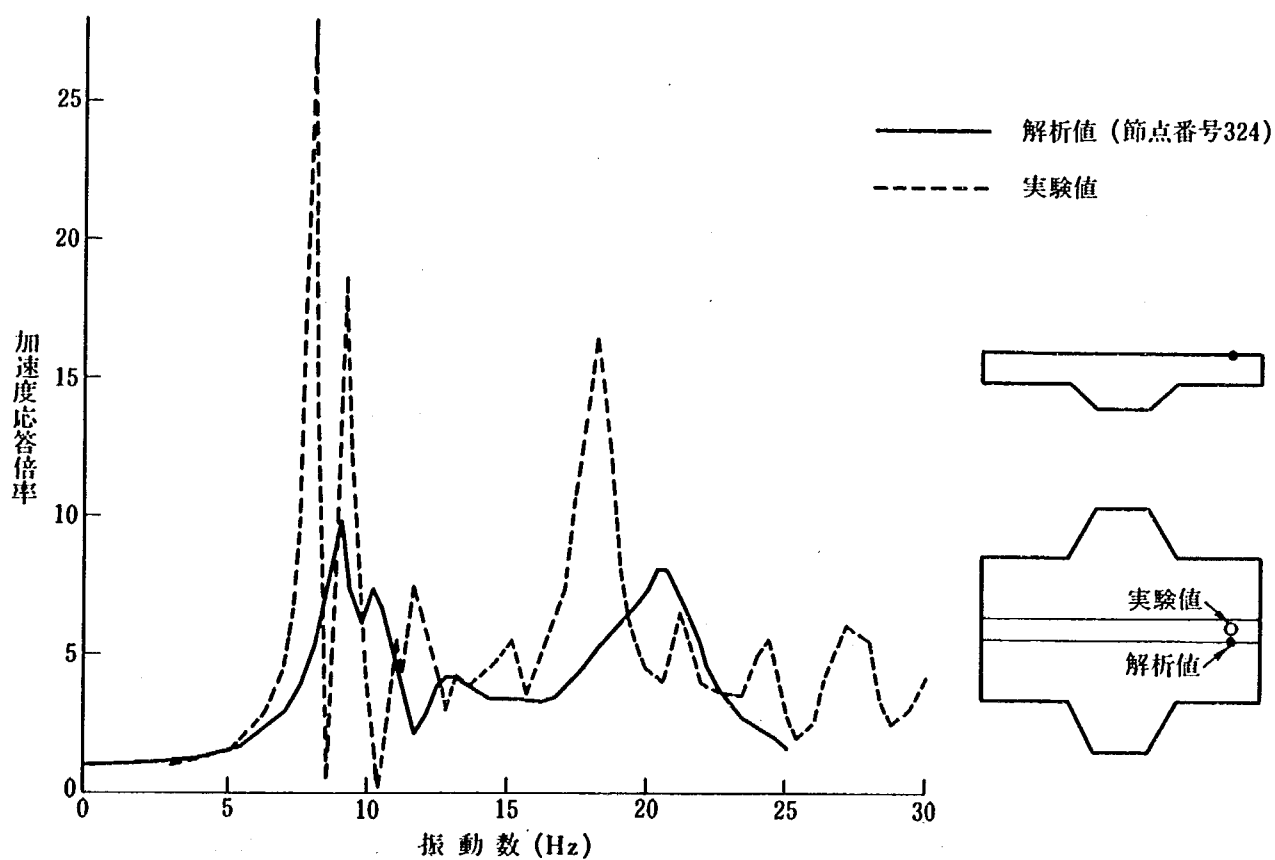
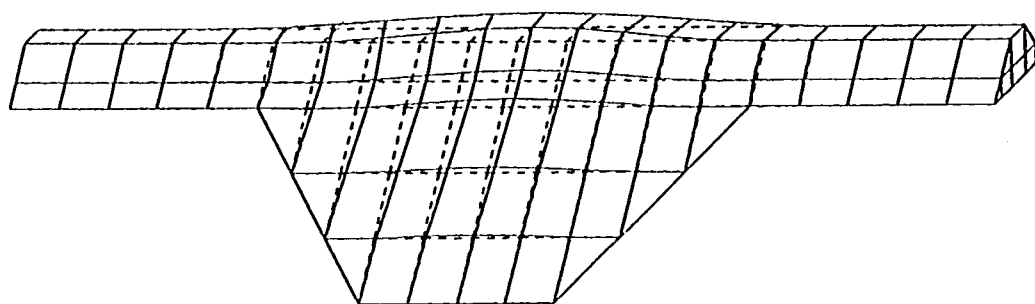
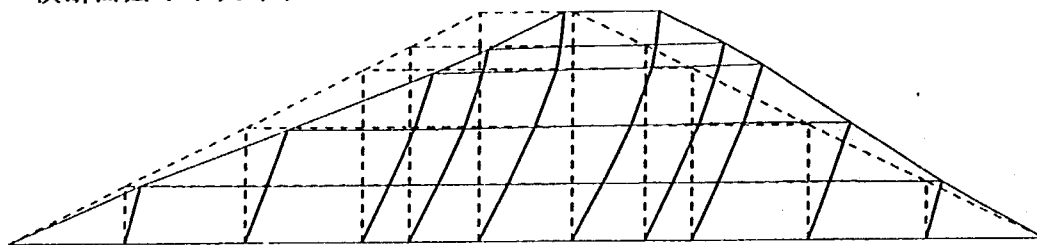


図- 3.13(b) 伝達関数の実験値と計算値の比較 (モデル 6, 軸部)

(a) 立体図



(b) 横断面図 (中央部)



(c) 平面図

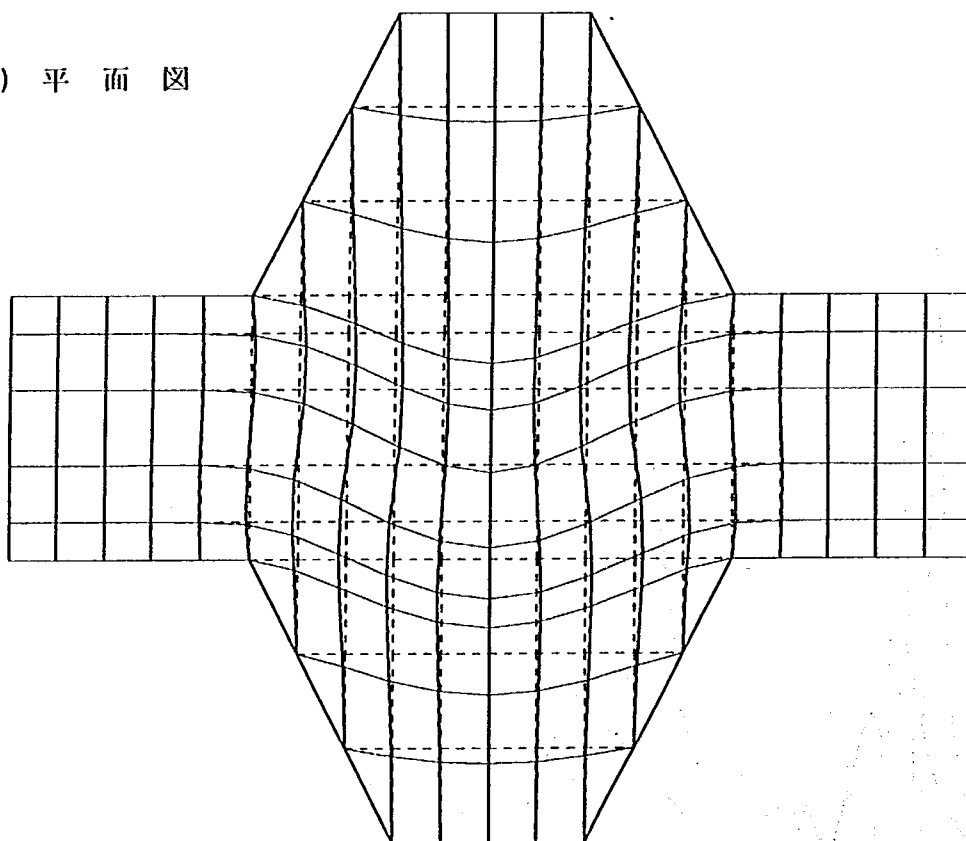
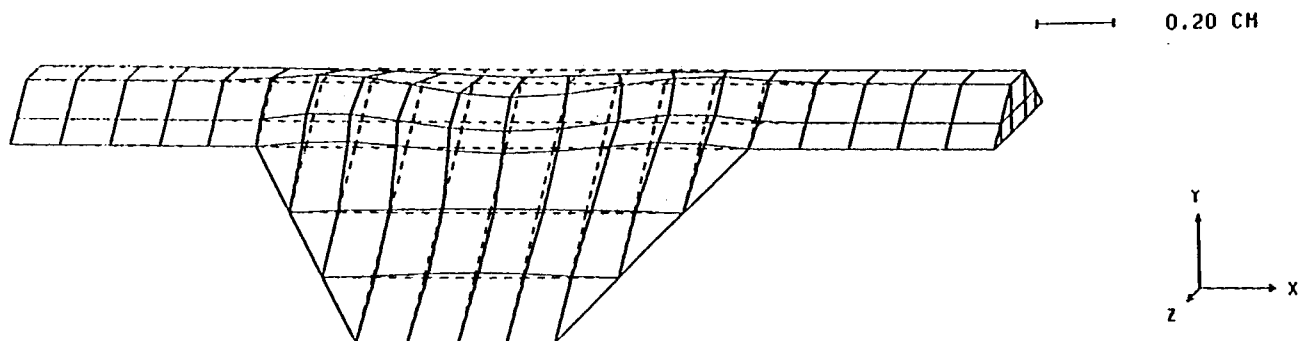
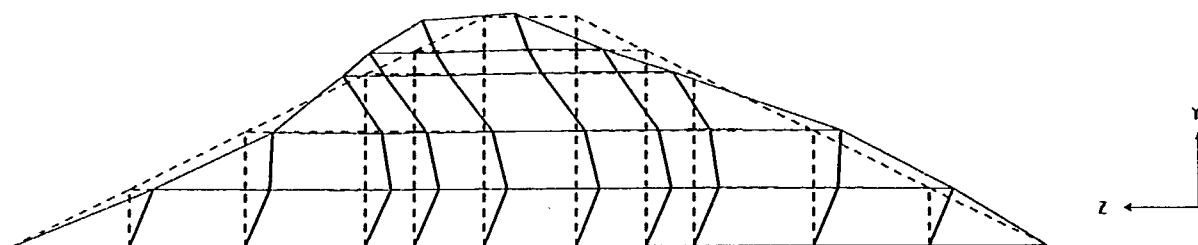


図-3.14 相対応答変位モード図 (モデル4, $f = 6.7 \text{ Hz}$)

(a) 立体図



(b) 横断面図 (中央部)



(c) 平面図

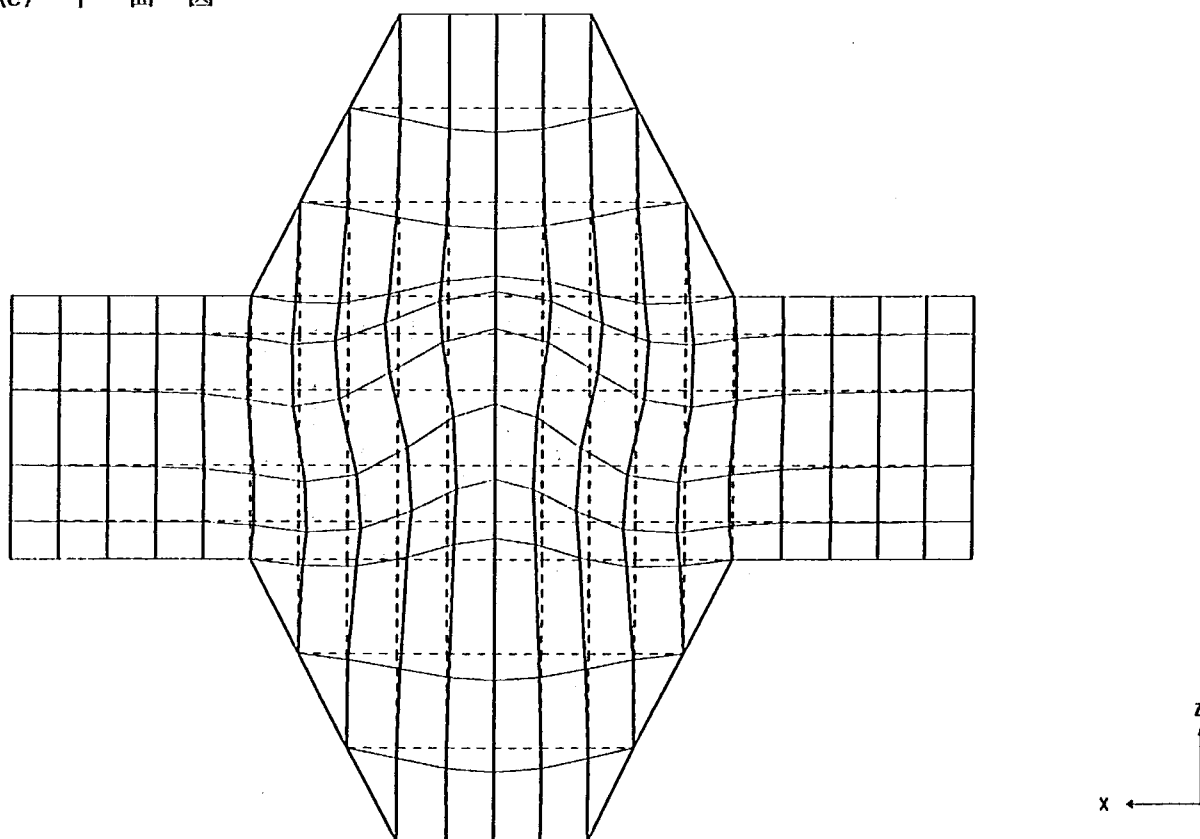
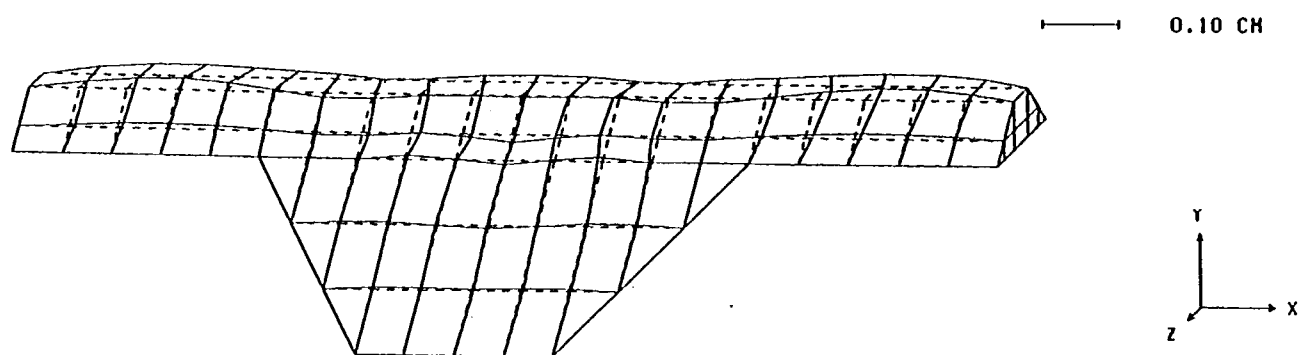
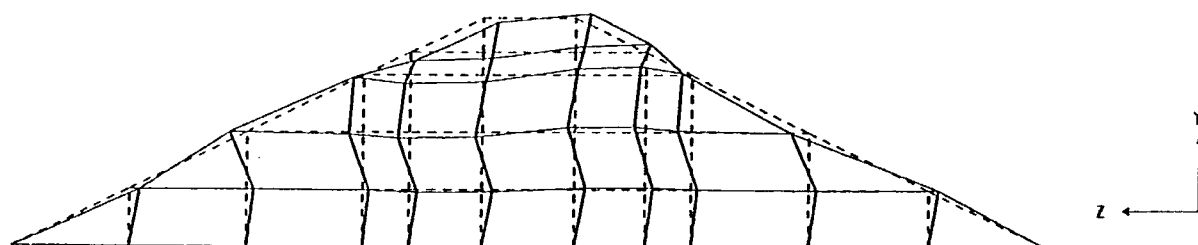


図-3.15 相対応答変位モード図 (モデル4, $f = 13.0 \text{ Hz}$)

(a) 立体図



(b) 横断面図 (中央部)



(c) 平面図

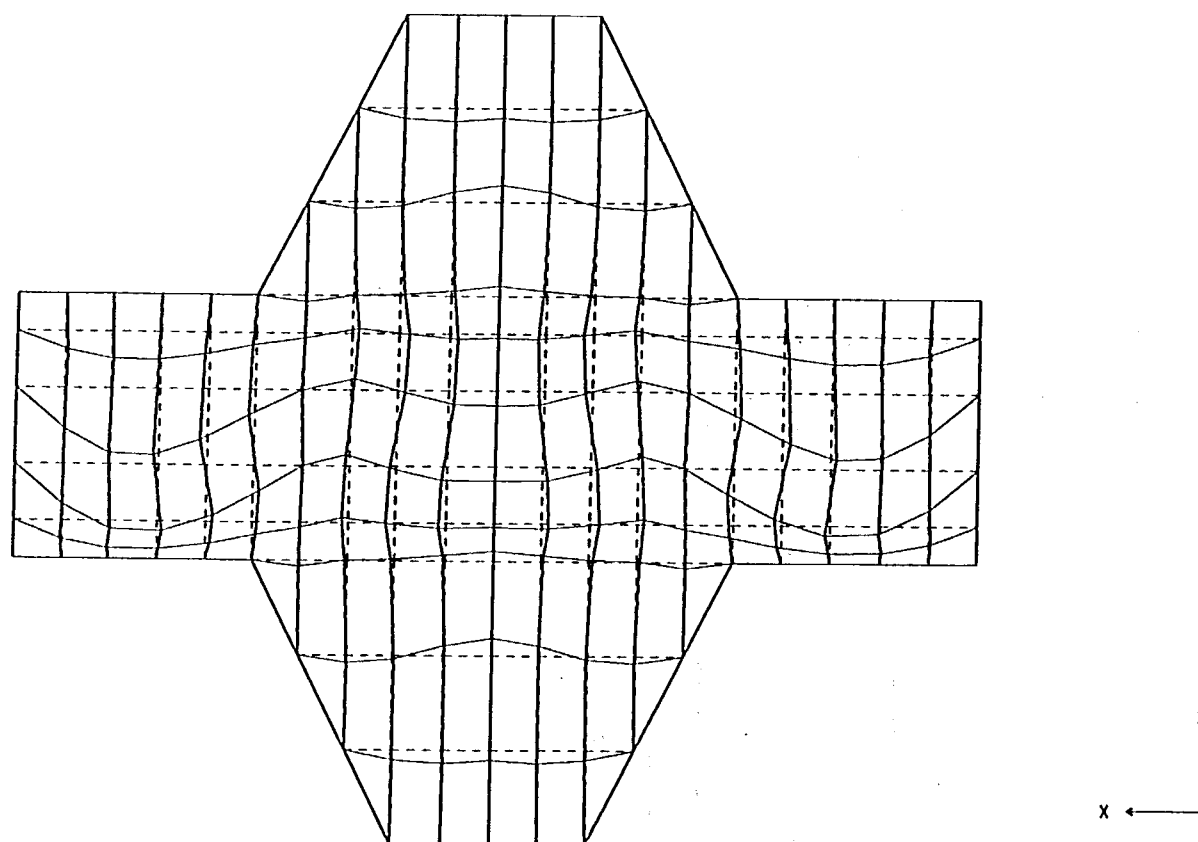
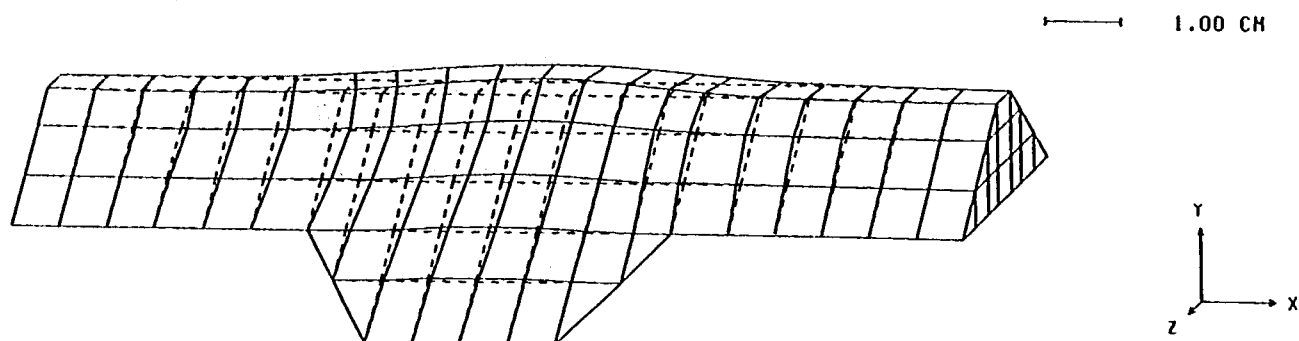
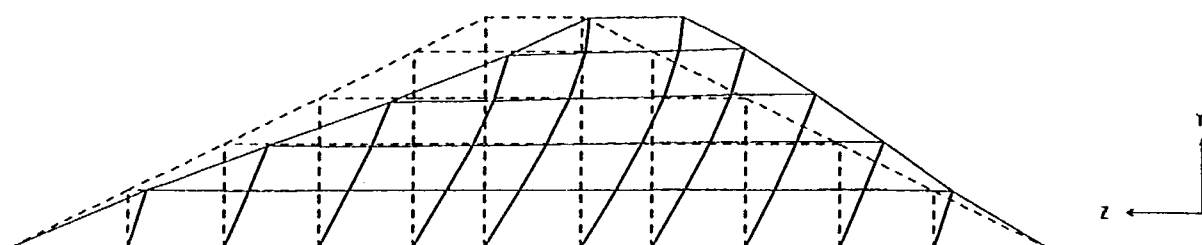


図-3.16 相対応答変位モード図 (モデル4, $f = 19.7\text{Hz}$)

(a) 立体图



(b) 横断面图 (中央部)



(c) 平面图

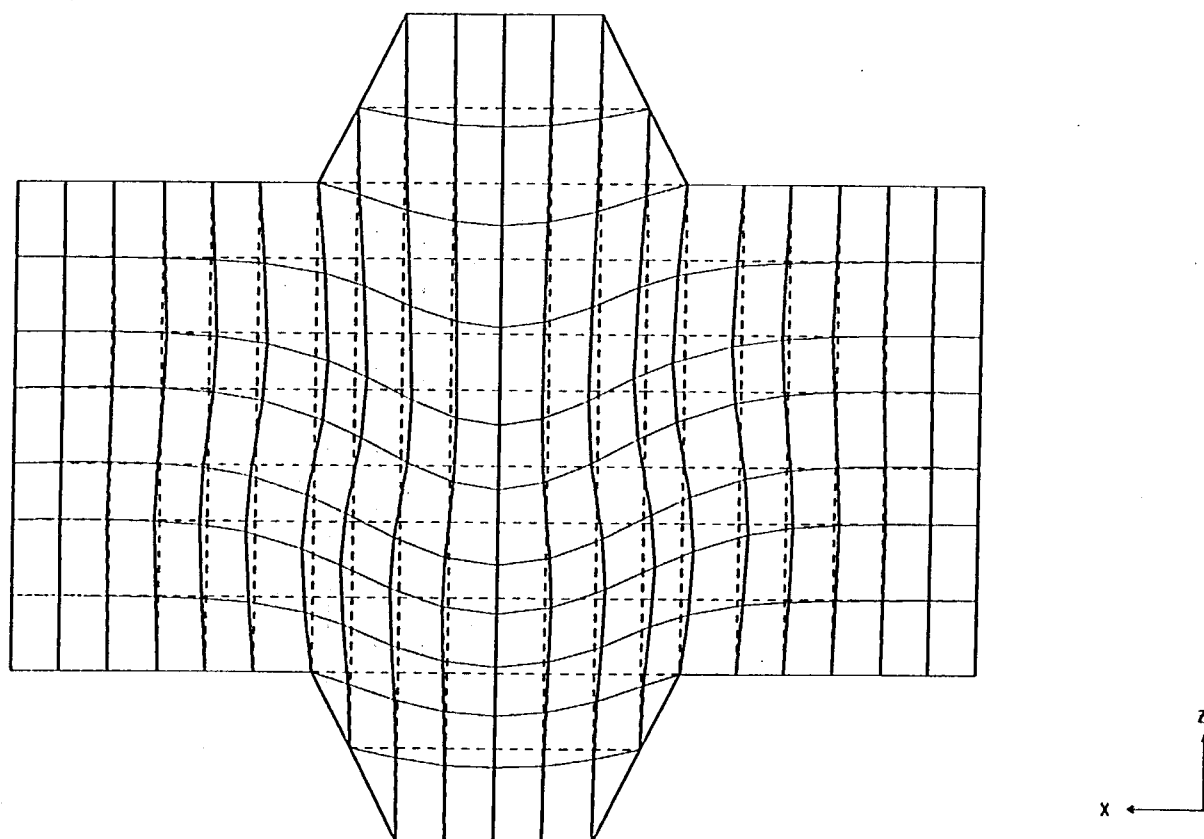
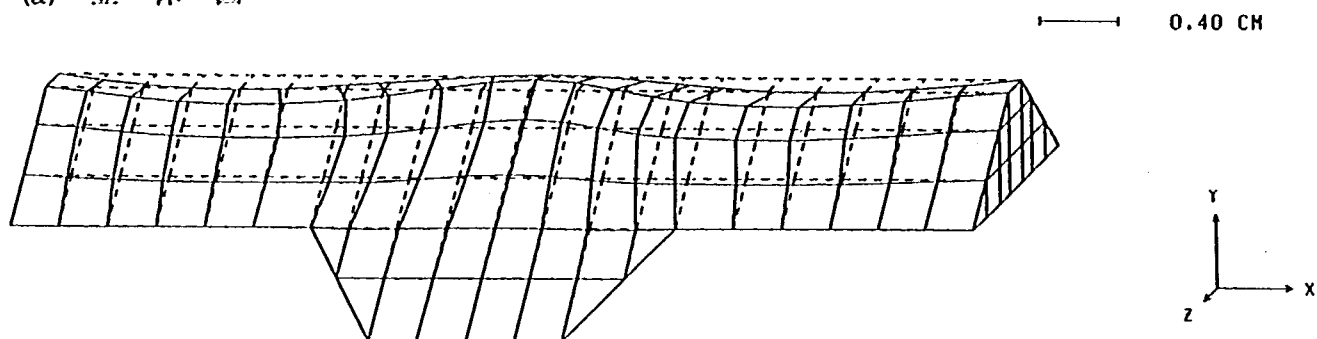
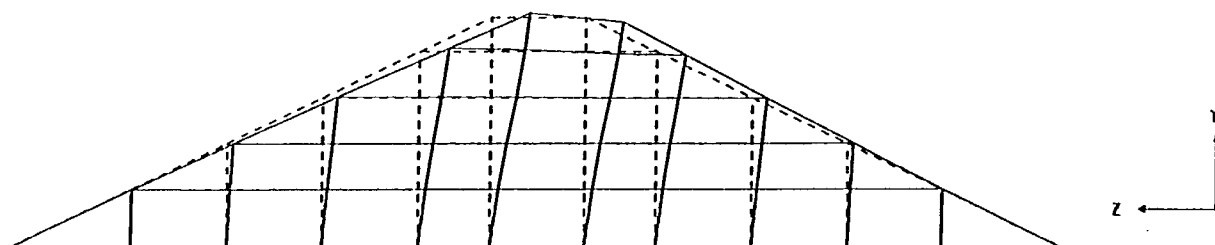


図-3.17 相対応答変位モード図 (モデル6, $f = 6.1 \text{ Hz}$)

(a) 立 体 図



(b) 横断面図 (中央部)



(c) 平 面 図

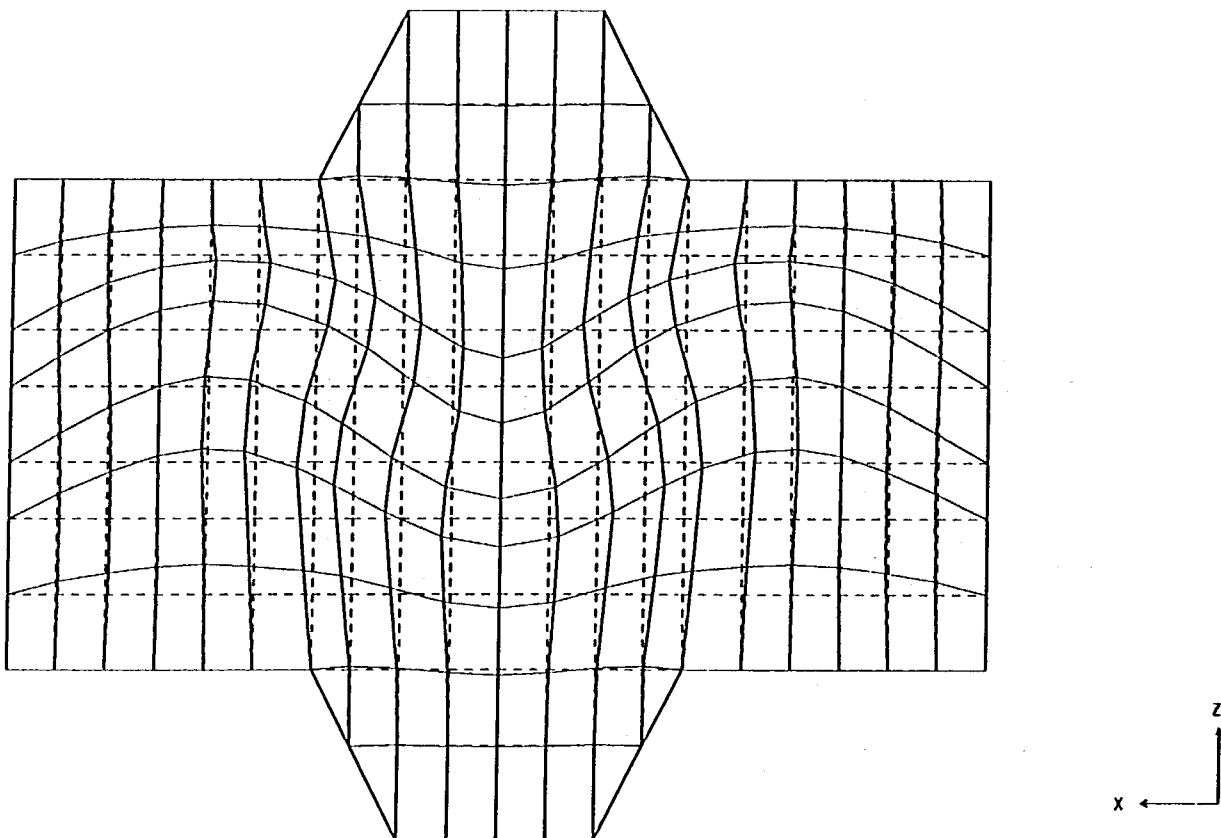
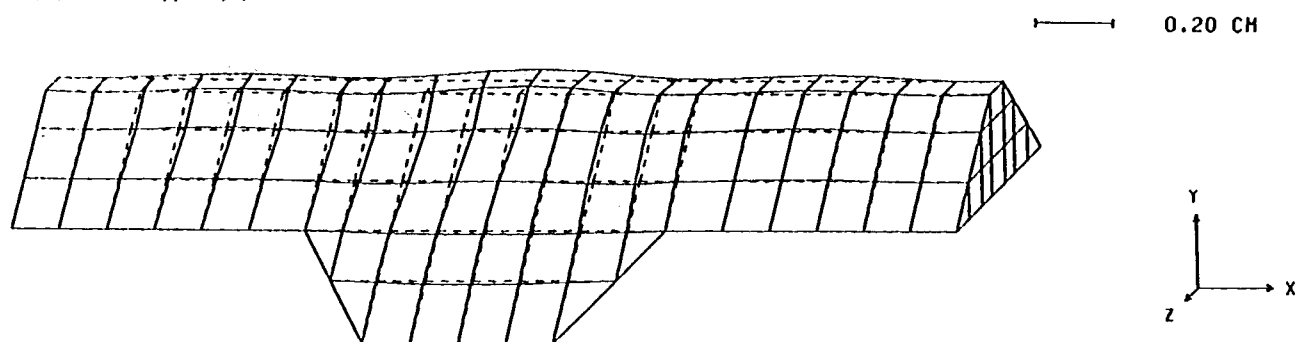
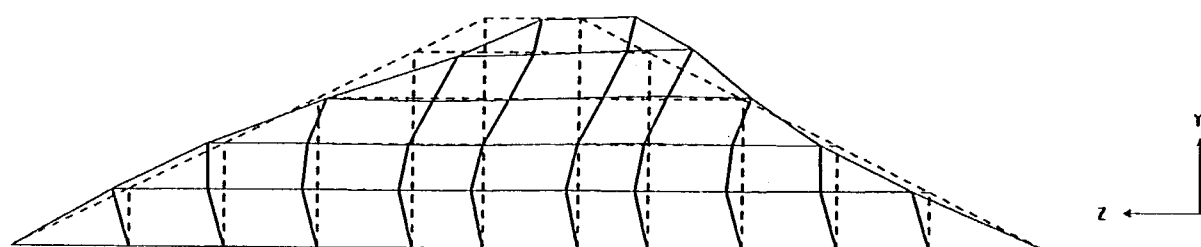


図-3.18 相対応答変位モード (モデル6, $f = 8.9 \text{ Hz}$)

(a) 立体図



(b) 横断面図 (中央部)



(c) 平面図

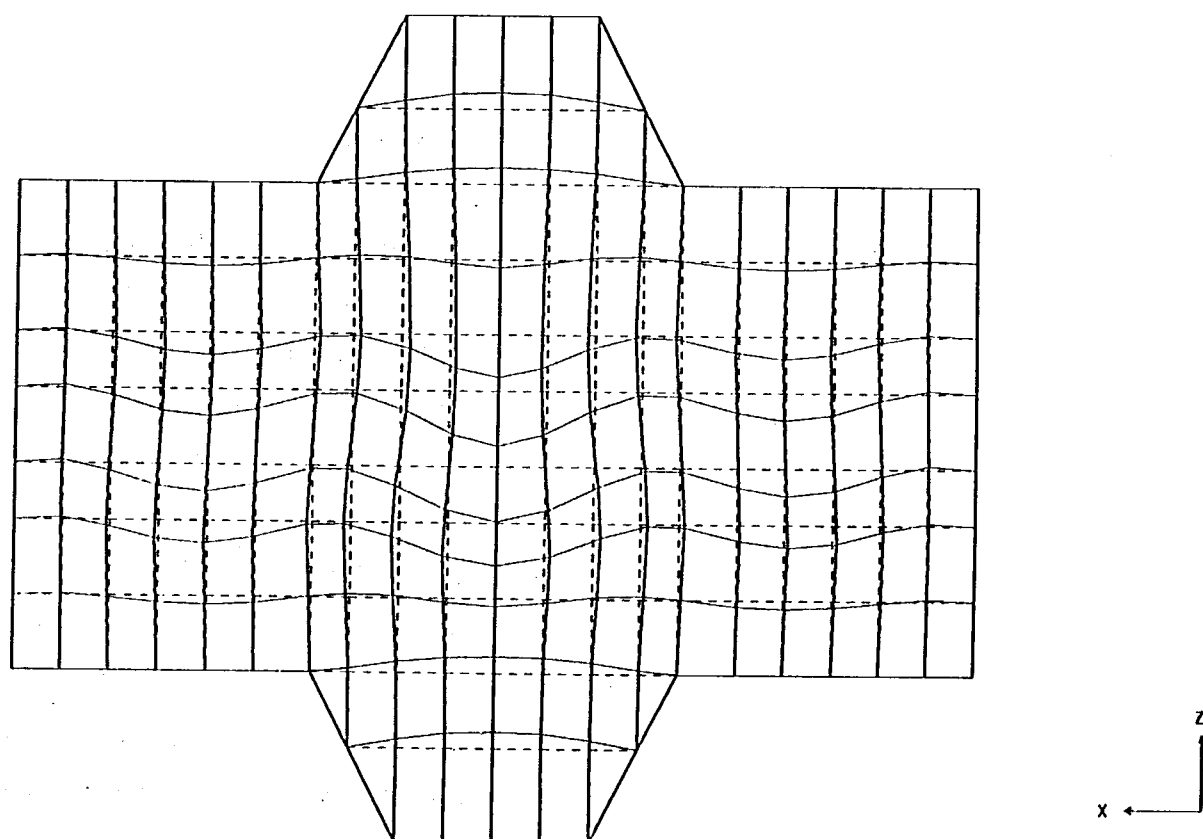
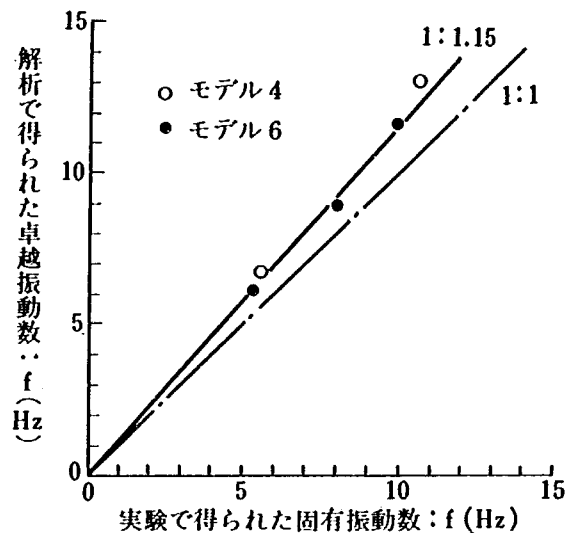


図-3.19 相対応答変位モード図 (モデル6, $f = 11.6\text{Hz}$)

表－ 3. 5 固有振動数の実験値と計算値の比較

		モデル 4		モデル 6	
		実 験	計 算	実 験	計 算
1	次	5.65 Hz	6.7 Hz	5.4 Hz	6.1 Hz
2	次	9.9		8.0	8.9
3	次	10.7	13.0	10.0	11.6



図－ 3. 20 固有振動数の実験値と計算値の比較

の比はほぼ 1.15 倍となっている。これと同様の比較を NASTRAN による固有解析結果について行ったのが図－ 3. 4 であるが、これによるとモデル 4，6 についての振動数の比は約 1.20 倍となっている。NASTRAN による解析もここに示す TLUSH による解析もいずれも線形解析であるが、有限要素モデルおよび節点の自由度のとり方が両者で異なっている。それは表－ 3. 1 と表－ 3. 3 の解析モデル条件を比較すればわかるが、TLUSH の方が要素分割数が少く、節点変位の自由度を NASTRAN では 1 自由度としているのに対し TLUSH では 3 自由度としている。一般に、要素分割が粗いほど、また自由度を少なくするほど解析上の固有振動数は高めに得られる (Rayleigh の原理)。したがって、固有振動数の実験値に対する比率が NASTRAN の場合に 1.20 倍、TLUSH の場合に 1.15 倍と、TLUSH による計算値の方が 5% 小さくなっているのは、節点変位の自由度を制限しなかったことによるものと結論される。

一方、共振時の加速度応答倍率が実験と解析で相当の差がある点について、明確な理由はわからないが、1 つには、解析において伝達関数の値はある一定の周波数刻みでしか計算されないため、ピーク値をとらえていないこと、および解析で用いている減衰定数は必ずしも模型の減衰特性を表わしていない可能性があることが挙げられる。

再び図－ 3.14～3.19 に戻り、各々の共振モードを眺めてみると、上下流 (水平) 方向 (図では z 方向) 加振であっても加振直角方向 (x, y 方向) にも振動しているのが認められる。

これは図- 2.11 に示した実験結果でも認められたことである。したがって、フィルダム堤体内には加振方向の変形によるせん断変形だけでなく、伸び・圧縮や曲げ変形などをも伴って複雑な応力・ひずみ状態が生じることが考えられる。また、モデル 4 と 6 で 1 次から 3 次の共振モードの出方を見比べてみると、袖部堤体の 1 次共振と呼ぶべきモードはモデル 4 では 3 次までには現われていないのに対し、モデル 6 では 2 次で既に現われているのがわかる。これは、モデル 6 の方が袖部堤体の高さおよび幅が相対的に大きいためであり、このように類似の形状のダムであってもその寸法等によって共振モードの出方に違いが生じることが確かめられる。さらに、図- 3.14 ~ 3.19 で、ダムの地震時変形はせん断スライス法の仮定のよう上下流方向（加振方向）に一樣でなく、また加振直角方向にも同時に振動していることから、谷幅が狭く 3 次元的拘束効果が大きくなるような場合には、せん断スライス法の近似度は低下するものと推定される。

(3) まとめ

実験模型モデル 4 および 6 に対して、TLUSH によりシミュレーション解析を実施した結果をまとめると次のようになる。

- ① 伝達関数は実験により得られた共振曲線と類似のものが得られた。
- ② ただし、共振周波数は 15% ほど高めとなったが、これは両モデルの 1 ~ 3 次の共振点で一定した値であり、おそらく解析に用いた弾性係数のとり方に問題があるものと推定される。
- ③ 共振モードは良く一致している。
- ④ TLUSH による解析上の本質的な問題点として、固有振動数および振動モードが直接的には得られない点には留意すべきである。

3.6 実物大ダムに対する地震応答解析

前項において述べた実験模型に対するシミュレーション解析から、TLUSH による解析はほぼ妥当な結果が得られる事を示した。そこでここでは、ダム形状による地震時挙動特性の違いを調べるために実物大ダムモデルについて地震応答解析を実施した。

3.6.1 解析方法

(1) 解析モデル

解析モデルは、図- 3.21 に示すような一般形状のフィルダム堤体であり、堤頂長 L （あるいは河床幅 B ）および地山勾配を変化させ図- 3.22 に示す 7 個のモデルを作成した。すべてのモデルについて、堤高 $H = 50\text{m}$ 、堤頂幅 $W = 10\text{m}$ 、のり勾配 $1:2$ 、および物性値は一定である。表- 3.6 に各々のモデルの諸元をまとめて示す。この中で、モデル B 1 ~ B 4 は堤頂幅（あるいは河床幅）のみが異なる組合せであり、モデル B 1、B 5、B 6 は地山勾配のみが異なる組合せとなっている。さらに、堤頂長が無限大となるモデル B 7 を加えている。このモデルは 2 次元条件で解析している。

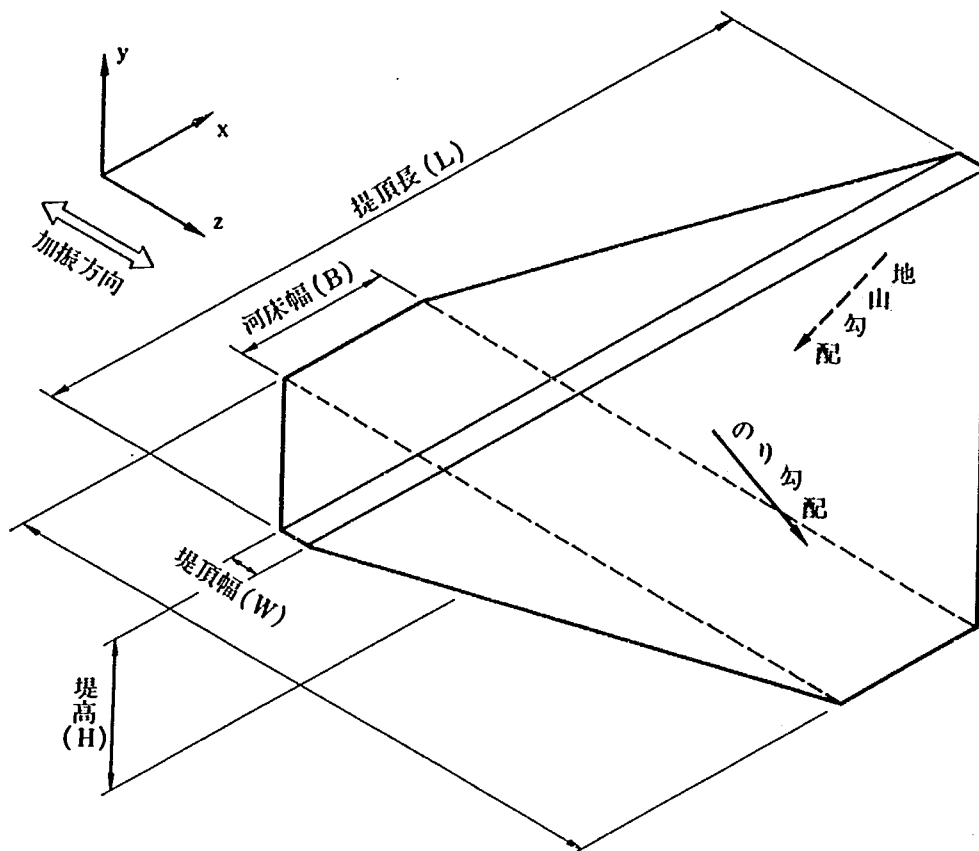


図- 3.21 解析モデル一般図

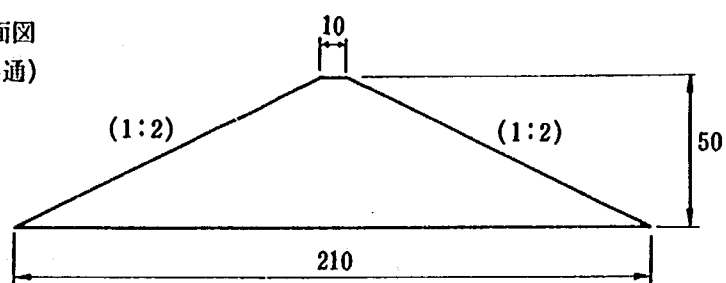
表- 3.6 解析モデル一覧表

モデル	堤頂長 L (m)	河床幅 B (m)	地山勾配 ^{*)}	解 析 モ デ ル	
				要素数	節点数
B 1	100	0	1 : 1	170	182
B 2	120	20	1 : 1	240	266
B 3	150	50	1 : 1	345	392
B 4	200	100	1 : 1	380	434
B 5	100	50	1 : 0.5	310	350
B 6	250	50	1 : 2.0	310	350
B 7 ^{**)}	∞	∞	1 : ∞	70	126

*) 勾配=高さ/長さ

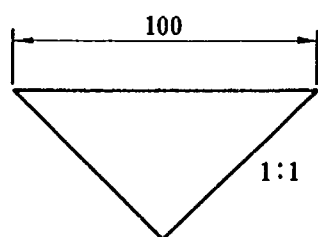
**) 2次元モデル

ダム中央断面図
(全モデル共通)

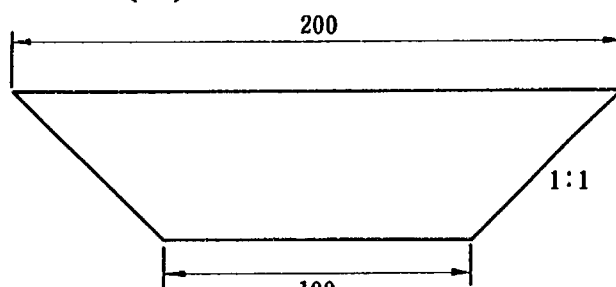


正面図

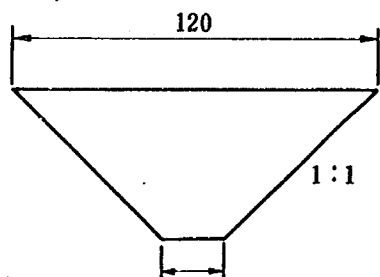
(B1)



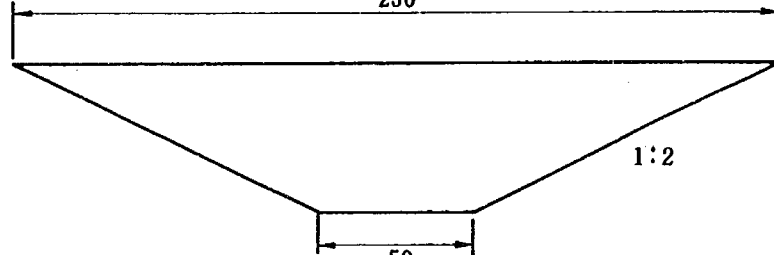
(B4)



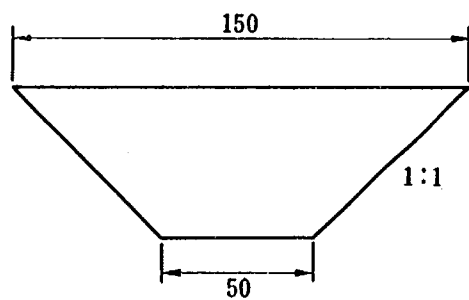
(B2)



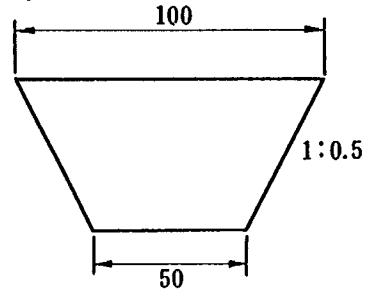
(B5)



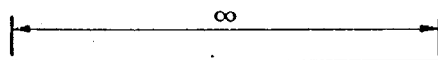
(B3)



(B6)



(B7)



():モデル番号
(単位: m)

図- 3.22 解析モデル形状

(2) 解析条件

ダムモデルの物性値は表-3.7のように設定した。ここで、ダム材料を線型材料とし、さらに変形係数を一定としているのは、単にダム形状の違いによる応答特性の変化をとらえようと意図したためである。せん断剛性率の大きさは次のように考えて設定している。

すなわち、角ばった粒子の砂に対して

$$G_0 \approx 330 \frac{(297 - e)^2}{1 + e} (\sigma'_m)^{1/2} \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$$

$e \approx 0.7$ とすると

$$G_0 \approx 1,000 (\sigma'_m)^{1/2}$$

平均的な G_0 として、ダム高の1/3で代表させることとすると、

$$\sigma'_m = \frac{1 + 2 K_0}{3} \cdot \sigma_v = \frac{1 + 2 \times 0.5}{3} \times 2 \times 10^{-3} \times \frac{1}{3} \times 50 \times 10^2 = 2.2 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\bar{G}_0 = 1000 \times 2.2^{1/2} \approx 1,500 \text{ kgf/cm}^2$$

非線型性を考慮して

$$G = 1,000 \text{ kgf/cm}^2$$

とする。

なお、このとき

$$V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} = \sqrt{\frac{1,000 \times 980}{2.0 \times 10^{-3}}} = 220 \times 10^2 \text{ cm/s}$$

1次固有振動数は近似的に

$$f_1 \approx \frac{2.4}{2\pi} \times \frac{V_s}{H} = \frac{2.4}{2\pi} \times \frac{220}{50} = 1.7 \text{ Hz}$$

よって、解析上考慮する最大周波数を5 Hz程度とすれば有限要素の最大高さは

$$h_{\max} = \frac{1}{5} \times \frac{V_s}{\nu_{\max}} = \frac{1}{5} \times \frac{220}{5} \approx 9 \text{ m}$$

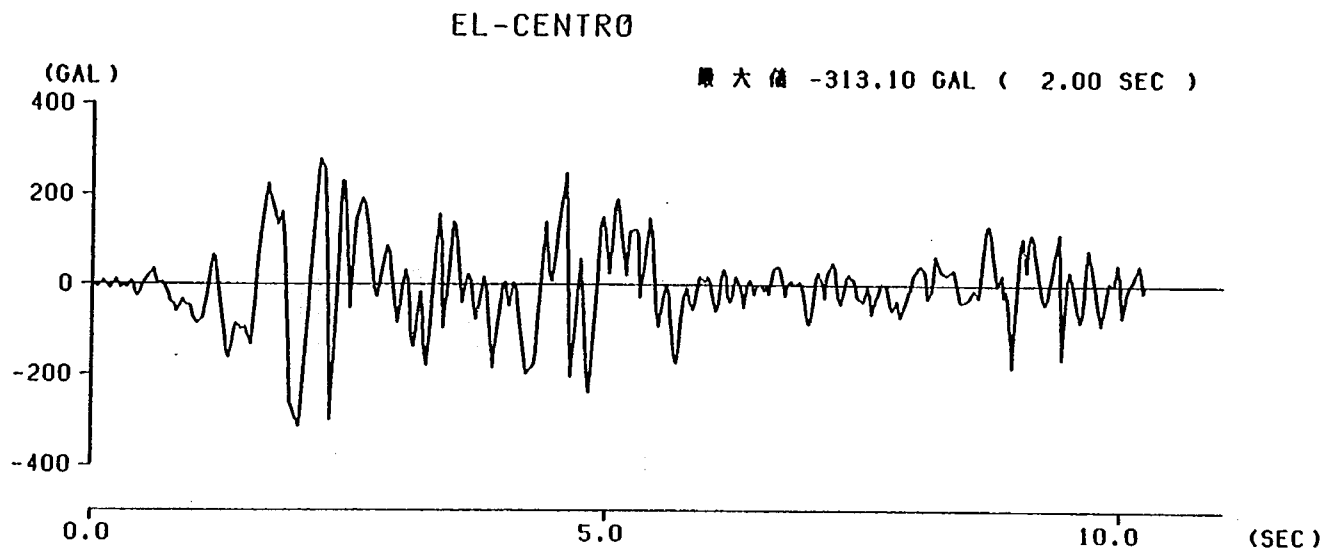
となる。実際には要素の高さは10 mであり、ほぼ許容最大高さとなっている。

入力地震動は図-3.23に示すエルセントロ波であり、上下流方向(図-3.21のz方向)に入力している。時間刻み $\Delta t = 0.02 \text{ sec}$ 、計算ステップ $N = 512$ 、最大加速度を100 galとしている。応答解析で考慮する最高周波数は10 Hzと設定している。

表-3.7 解析条件一覧表

せん断弾性係数: G (線形弾性)	10,000 tf/m ²
ポアソン比: ν	0.35
密度: ρ	2.0 t/m ³
減衰定数: h	0.10
入力地震動: El centro (NS) $\Delta t = 0.02 \text{ sec}$, $N = 512$ $A_{\max} = 100 \text{ gal}$	

(a) 時刻歴



(b) 加速度フーリエスペクトル

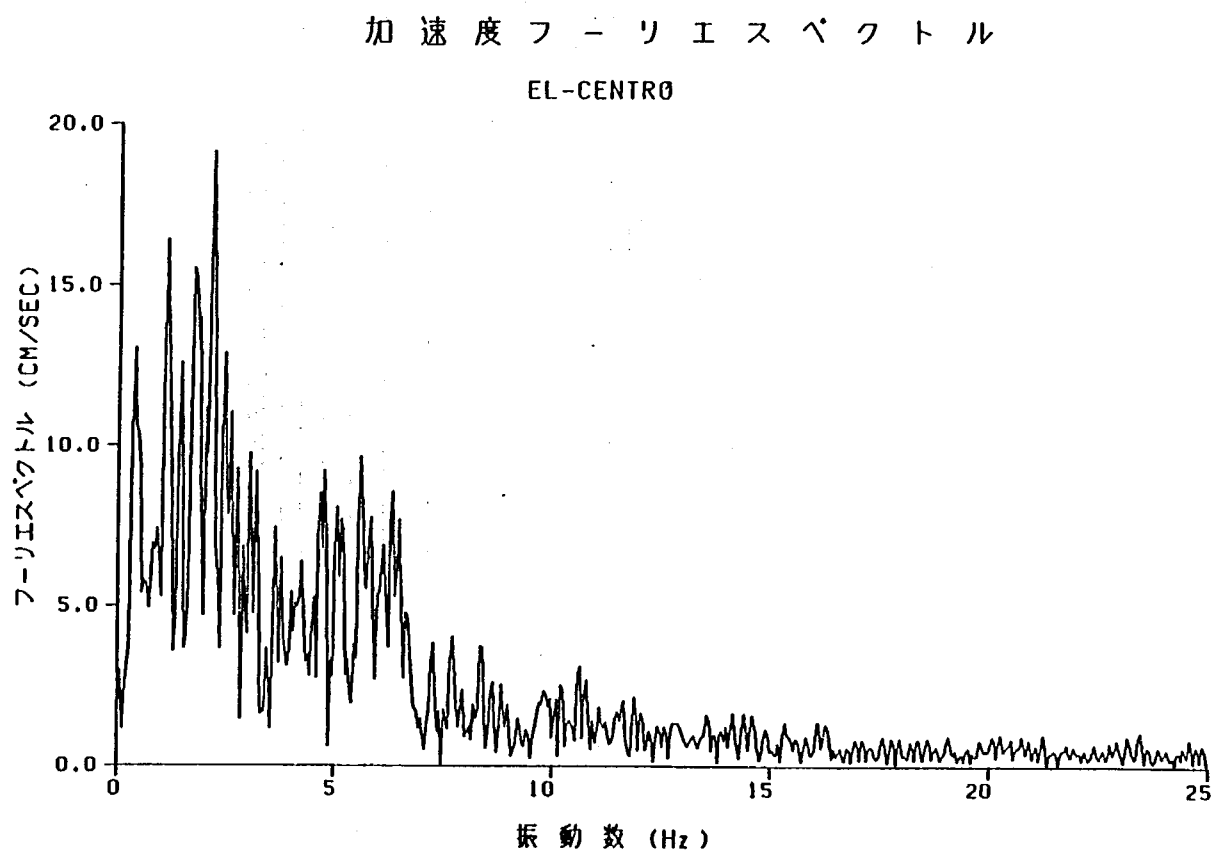


図-3.23 入力地震波(1)

(c) 応答加速度スペクトル

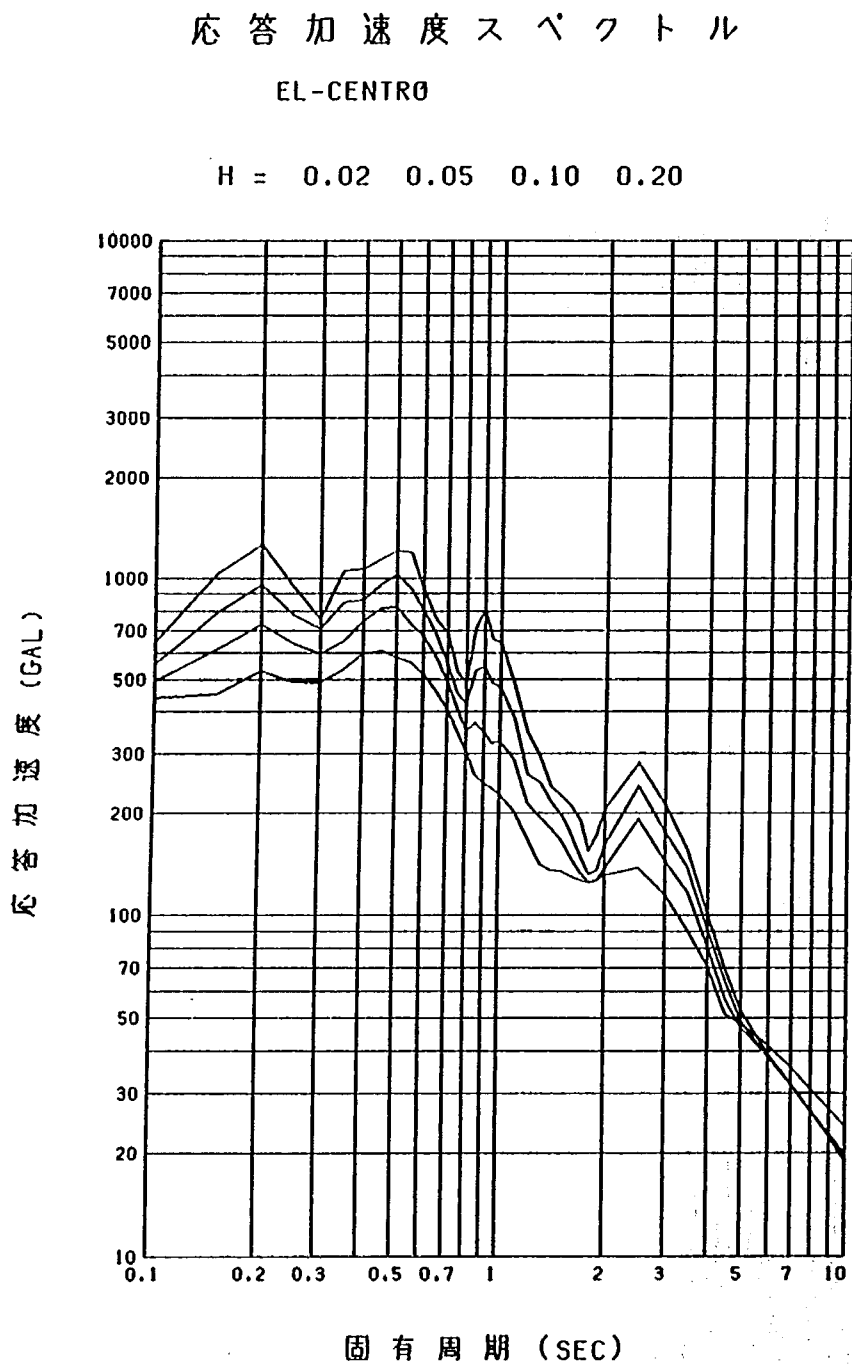


図-3.23 入力地震波(2)

3.6.2 解析結果

(1) 周波数応答特性

まず、各モデルの堤頂中央位置における周波数応答特性を、河床幅を変えたグループおよび地山勾配を変えたグループにまとめて図-3.24に示す。

(a)図より、ダム幅が狭くなるほど卓越振動数が高くなっていることがわかる。また、1次

のピーク値はダム幅が狭くなるほど大きくなっているようである。さらに、有限幅のダムモデルと無限幅 ($L/H = \infty$) のダムモデルとでは2次のピークの出方が異なっている。すなわち、 $L/H = \infty$ のモデルでは1次卓越振動数の2.2倍のところに2次のピーク値が出ているのに対し、有限幅のモデルでは1.7倍のところに2次のピークが現われている。なお、 $L/H = \infty$ のケースでの2次モードはダム高さ方向に3/4波長型を示すモードであり、一方、有限幅のケースでの2次モードは堤軸方向に3/2波長型を示すモードである。

つぎに、(b)図の結果からは、河床幅が一定の条件で地山勾配が急になると(すなわちダム幅が狭くなると)上と同様に1次卓越振動数が高くなっているのがわかる。また、(a)図では明瞭であった2次のピークは、地山勾配が1:1および1:0.5のケースでは明瞭に現われているが、1:2のケースではほとんど見えなくなっている。これは、2つ以上の固有モードが近接して存在する場合で、しかもある程度の減衰性を有していると、減衰により固有モード間の連成作用が働いて互いに相殺し合い、結果的にピークが現われなくなるという事情によるものと推定される。また、(b)図においても(a)図の場合と同様にダム幅が狭くなると1次のピーク値が大きくなっているのが確かめられる。

つぎに、図-3.24の結果から、1次卓越振動数と堤頂長の関係について整理してみた。その結果を図-3.25に示す。同図で、横軸には(堤頂長)/(堤高)、縦軸には1次卓越振動数の3次元モデル(B1~B6)と2次元モデル(B7)との比をとっている。なお、それらの数値は表-3.8に示した。同図より、堤頂長が狭くなるほど1次卓越振動数が高くなる傾向が明瞭に読み取れる。

なおここで、2次元モデルに対する固有値解を、有

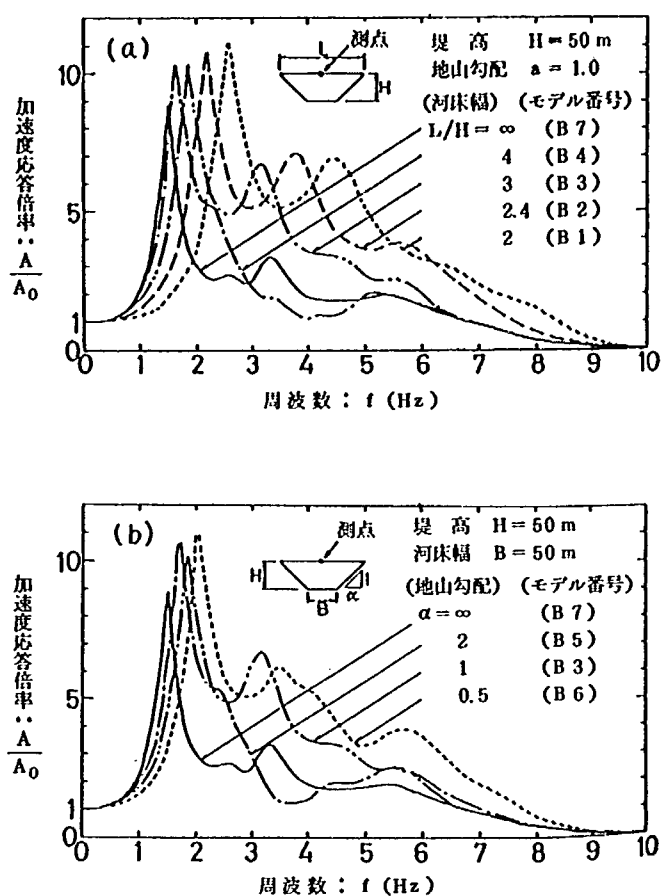


図-3.24 ダム形状と周波数応答特性

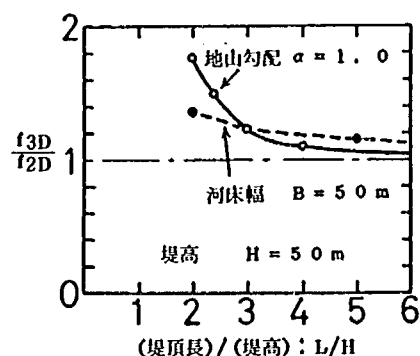


図-3.25 ダム形状と1次卓越周波数

限要素法とせん断スライス法で求めるとどの程度の差があるかということについて付け加えておきたい。

せっ頭型のダムモデルの1次固有値をせん断スライス法で計算すると、式(2.8)より図-3.26のように得られる。これより、B7モデルでは $\ell_0 = 2.5 \text{ m}$ 、 $H = 50 \text{ m}$ 、 $\ell_1 = 52.5 \text{ m}$ であるから $H/\ell_1 = 0.952$ となり、 $nH/v = 2.30$ となる。したがって、せん断スライス法による1次固有振動数は

$$f_1 = 2.30 \times \frac{v}{2\pi H} = \frac{2.30}{2\pi \times 50 \times 10^2} \times \sqrt{\frac{1000 \times 980}{2 \times 10^{-3}}} = 1.62 \text{ Hz}$$

となる。一方、FEMによると $f_1 = 1.48 \text{ Hz}$ と求められており、この方が1割ほど小さく得られている。この差は、せん断スライス法ではその仮定条件として余計な拘束が付加されており、振動系が固く評価されることによって固有振動数が高く得られるためである(Rayleighの原理⁴⁴⁾)。

(2) 地震応答特性

ここでは、7個の解析モデルのうち、B1およびB3についての地震応答解析結果を表-3.9のように示す。以下、両者の結果を比較しながら検討してみたい。(対応する図を参照しながら以下読まれたい。)

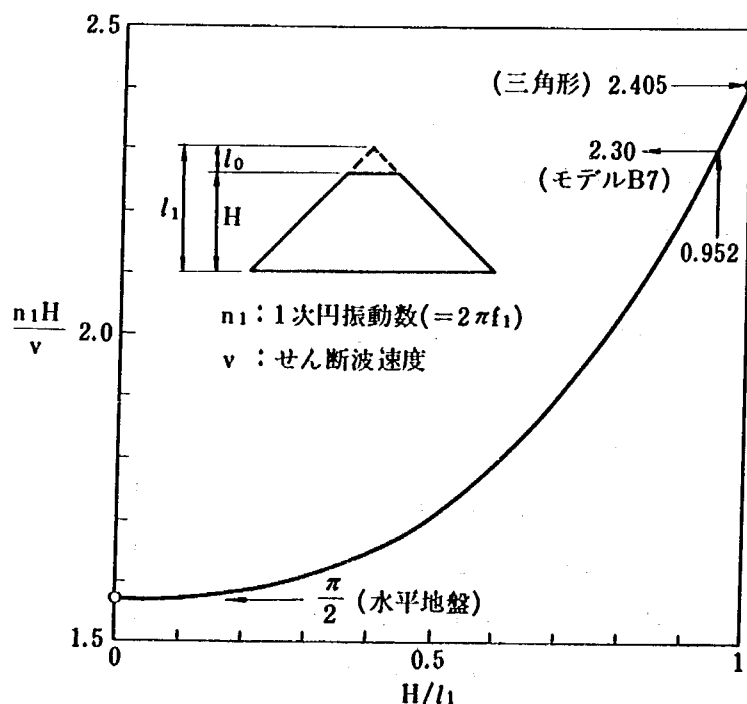


図-3.26 せん断スライス法による1次固有値

表-3.8 1次卓越振動数

モデル	1次卓越振動数(Hz)	B7に対する比
B1	2.6	1.76
B2	2.2	1.49
B3	1.8	1.22
B4	1.63	1.10
B5	2.01	1.36
B6	1.73	1.17
B7	1.48	1.0

まず、伝達関数から、1次卓越振動数はB1の方が高くなっている。2次の卓越振動数についても同様である。これはいずれも堤軸方向に3/2波長型のモードであるが、節の位置は傾斜する地山の直上部に存在する。

つぎに変位については、時刻歴図から、いずれも堤体の上部ほどまた中央部ほど応答量が大きくなっているのがわかる。変位モードは堤頂中央部節点が最大変位となる時刻で出力しているが、これを見るときにいずれにおいてもほぼ1次モード的であり、1次モードが卓越しているであろうことが推定される。さらに、最大変位分布を堤軸方向断面および堤軸直交中央断面について示すが、これから、振動方向（上下流方向）の変化は比較的小さく表面の方がやや小さいが、堤軸方向の変化は大きい。これは言うまでもなく地山の拘束の影響である。そして、堤体中央部ほど変位は大きい、モデルB1とB3を比べると谷幅の広いB3の方が大きくなっている。

つぎに、加速度について見ると、時刻歴図から、堤体中央上部ほど大きくなっている。そして、いずれも地山から離れるにしたがって低振動数成分が卓越している様子がわかる。

つぎに、加速度モード図は堤頂中央節点が最大加速度となった時刻について示している。また、最大加速度分布を見ると、最大変位分布図と同様の分布傾向を示しているのがわかる。堤頂中央位置での応答倍率はいずれも約6倍であり、両者の差は小さい。つぎに、堤頂中央、その直下および堤頂端部の応答加速度のスペクトルを示しているが、これらの図より、地山に近い堤体中央直下部および堤頂端部では入力地震動自体の振動数特性を強く保持しているのに対し、堤頂中央位置では堤体の応答特性が強く反映され、加速度フーリエスペクトルおよび加速度応答スペクトルから、ダムの1次固有振動数にピークを有しているのがわかる。

最後に、せん断応力について述べる。せん断応力はxyz-座標においてそれぞれ直交する τ_{xy} 、 τ_{yz} 、 τ_{zx} の3成分があるが（座標については図-3.21参照）、 τ_{xy} の応答値は微小であったのでここでは省略する。まず、 τ_{yz} は堤軸直交面内せん断応力であるが、これを時刻歴で見ると堤頂では両モデルとも堤頂端部から中央部に向かって大きくなっている。また、鉛直方向に見ればB1では堤頂から深くなるにつれていったんは大きくなり底部に向かって再び小さくなっている。それに対しB3では深いほど大きくなっている。この差は、B1が三角谷であるために底部での拘束の度合いが著しいことによっており、B3の深度方向分布は2次元モデルにより近いものとなっている。 τ_{yz} の最大値分布を見ると明らかにダム幅の広

表-3.9 地震応答解析結果一覧表

出力項目		モデル番号	B1	B2
伝達関数			図-3.27	図-3.37
変位	時刻歴		3.28	3.38
	変位モード		3.29	3.39
	最大変位分布		3.30	3.40
加速度	時刻歴		3.31	3.41
	加速度モード		3.32	3.42
	最大加速度分布		3.33	3.43
	加速度応答スペクトル		3.34	3.44
せん断力	時刻歴		3.35	3.45
	最大せん断応力分布		3.36	3.46

いB 3の方が大きい。このことより、斜面のすべりに対する安定性については一般にダム幅の狭い方が有利と言えるのではないかと考えられる。つぎに、水平面内せん断応力 τ_{zx} について調べる。これはダム軸直交方向せん断応力であるが、時刻歴を見るとB 1では深度方向の変化は少く、堤頂に沿ってはダム中央と端部の中間位置で最大となっている。また、B 3でもほぼ同様であるが、ダム中央位置ではゼロとなっている。これはダム形状が左右対称であることによるものであり、B 1では対称軸の隣の要素について示したためにゼロとっていない訳である。最大応力分布図を見ると上に述べたことがいっそうはっきりと読み取れる。堤軸に沿って τ_{zx} がこのような分布を示すのは最大応答変位分布図を見れば首肯されよう。すなわち、第1近似として、変位の堤軸方向の傾きがほぼ τ_{zx} の大きさに対応すると考えることができる。また、両モデルについて、地山に接する部分に τ_{zx} の大きい部分が存在しているのが注目される。

今回の解析モデルの中には、地山形状が単調でなく、袖部堤体を有するようなものは含まれていないが、そのような条件下にあっては地山取付部での τ_{xy} の検討は重要であろうと推定される。

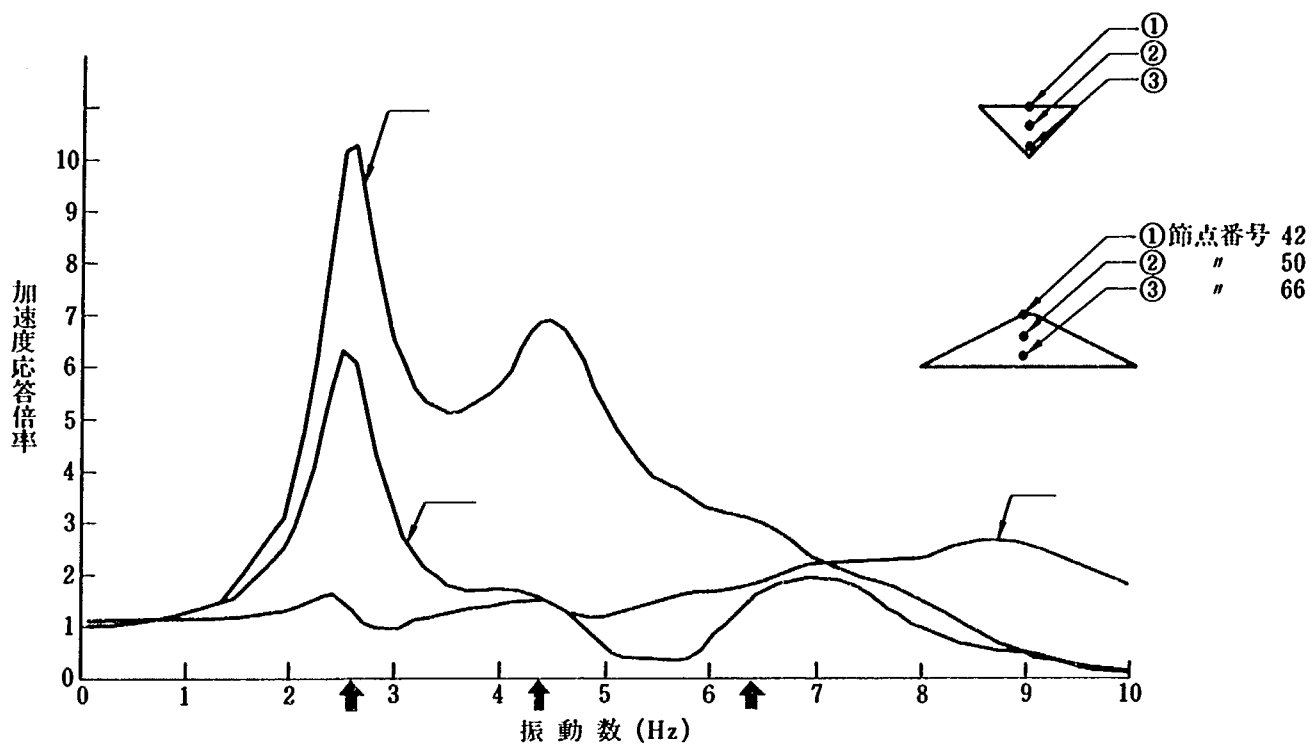


図-3.27(a) 伝達関数(ダム中央, 鉛直位置による変化)

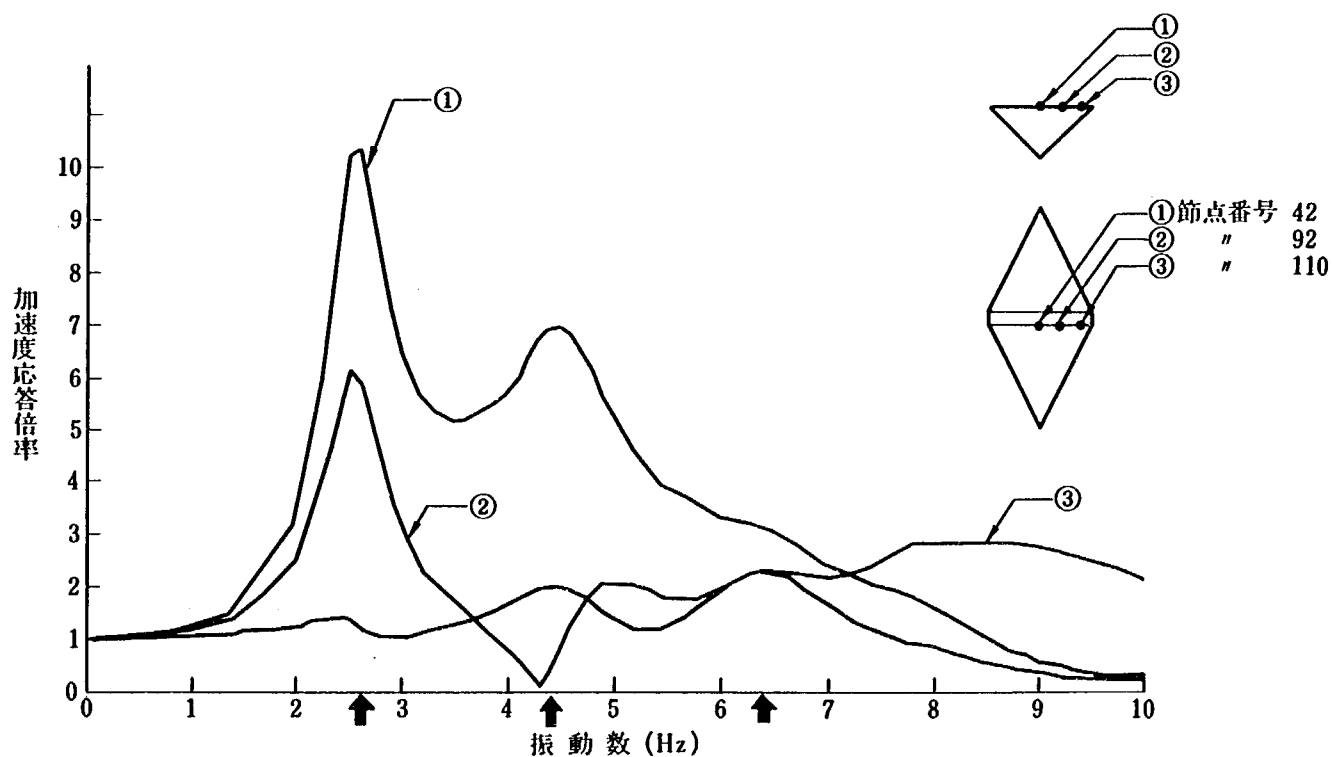


図-3.27(b) 伝達関数(天端, 水平位置による変化)

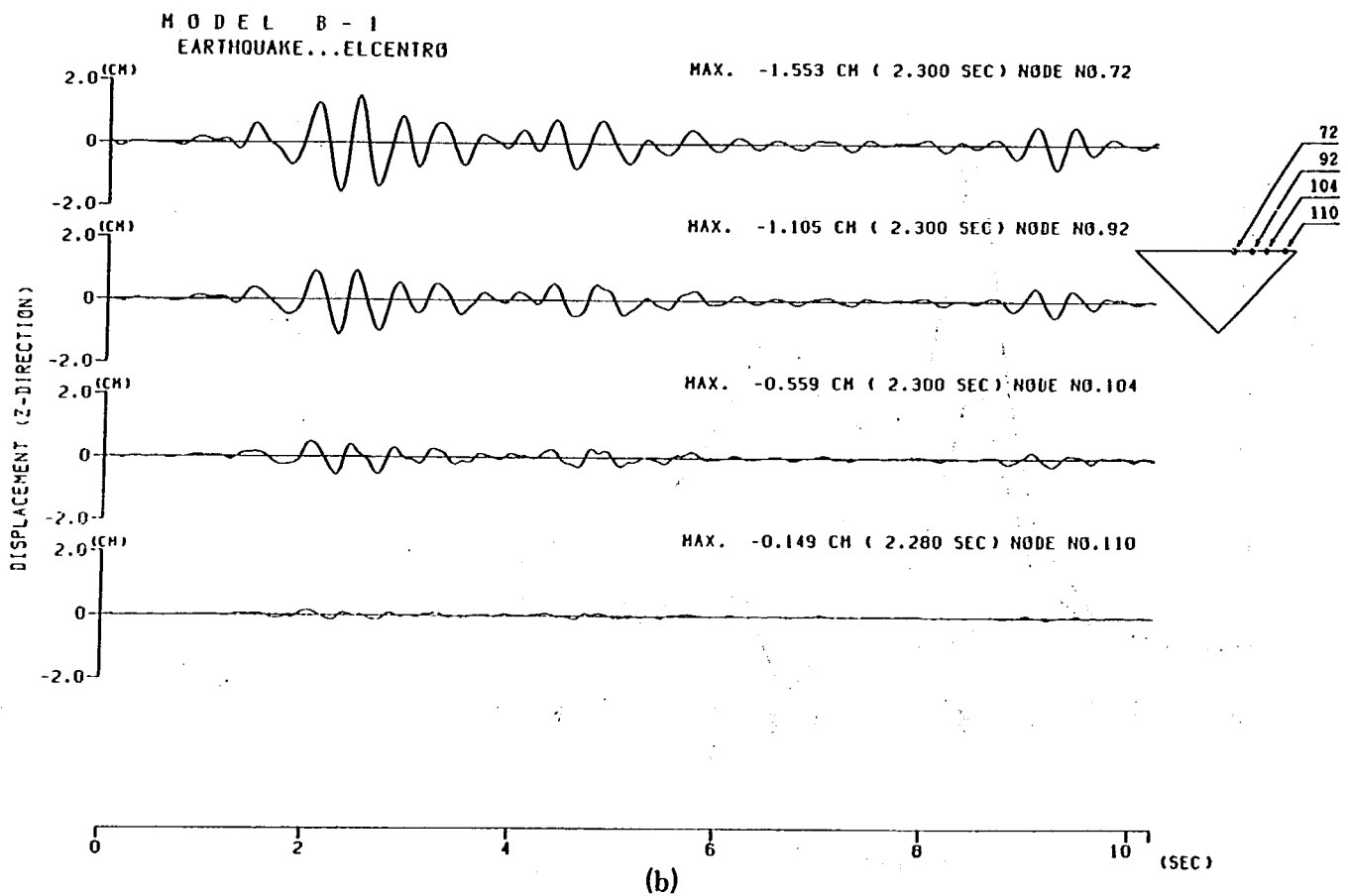
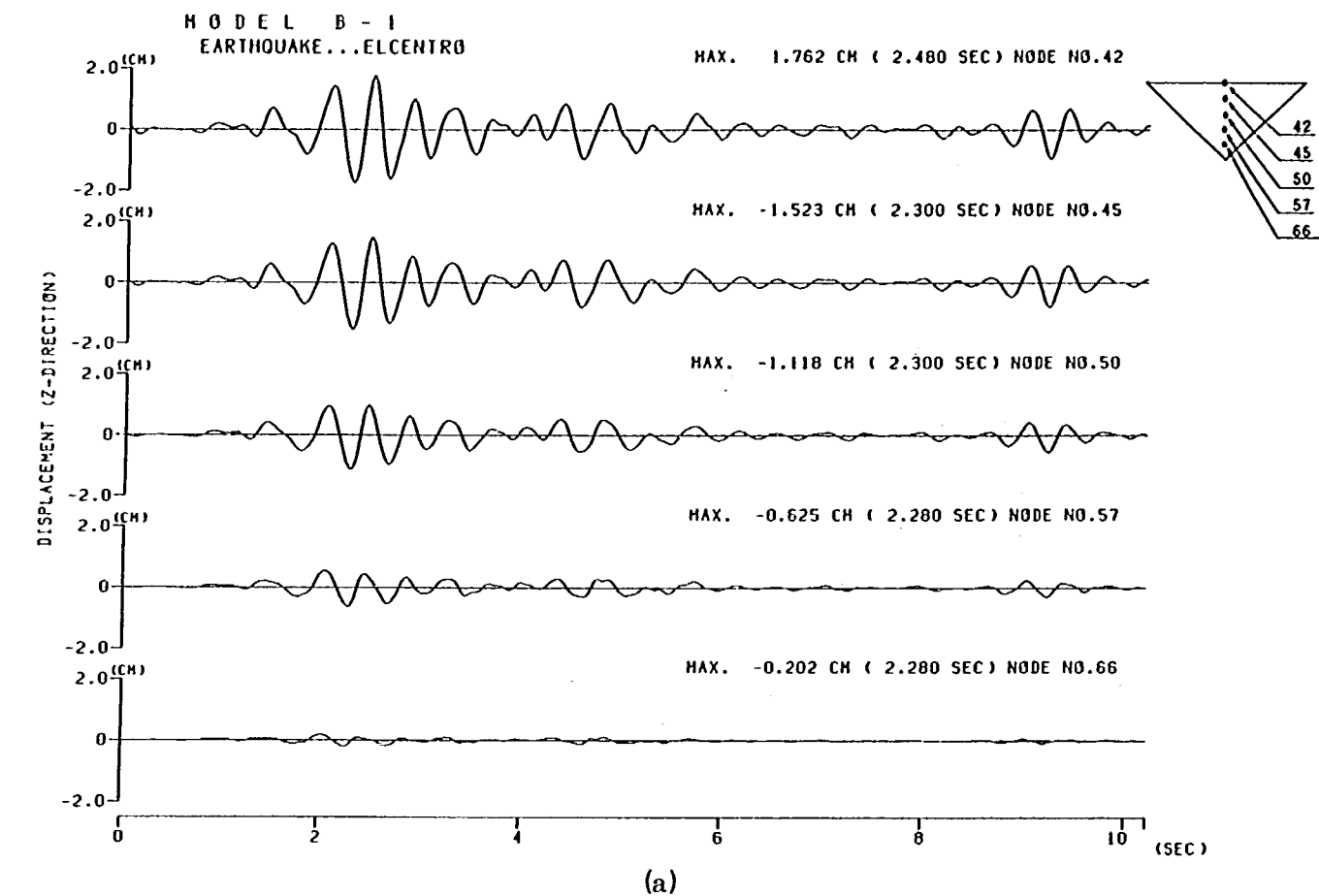
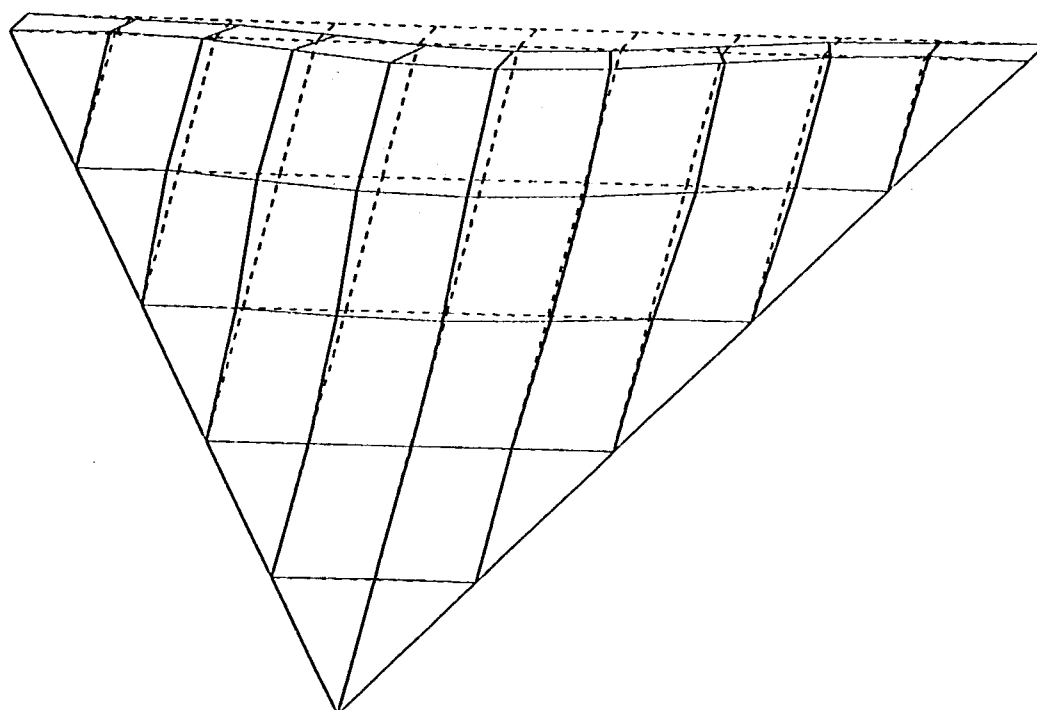


图 - 3.28 节点时刻历应答应变位波形图 (Z 成分 U_z)

MODEL B-1
EARTHQUAKE...ELCENTRO

DISPLACEMENT
TIME = 2.480 SEC
1.00 CM

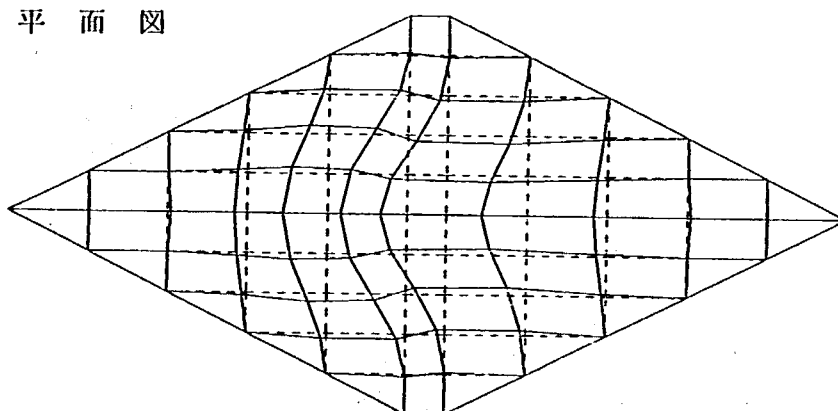
(a) 立体图



MODEL B-1
EARTHQUAKE...ELCENTRO

DISPLACEMENT
TIME = 2.480 SEC
2.00 CM

(b) 平面图



(c) 横断面图 (中央部)

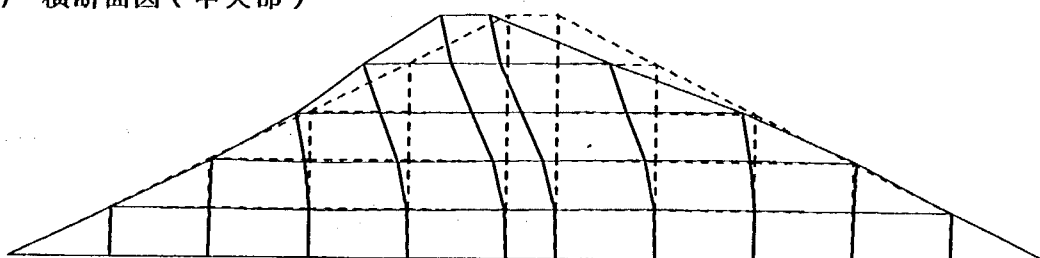
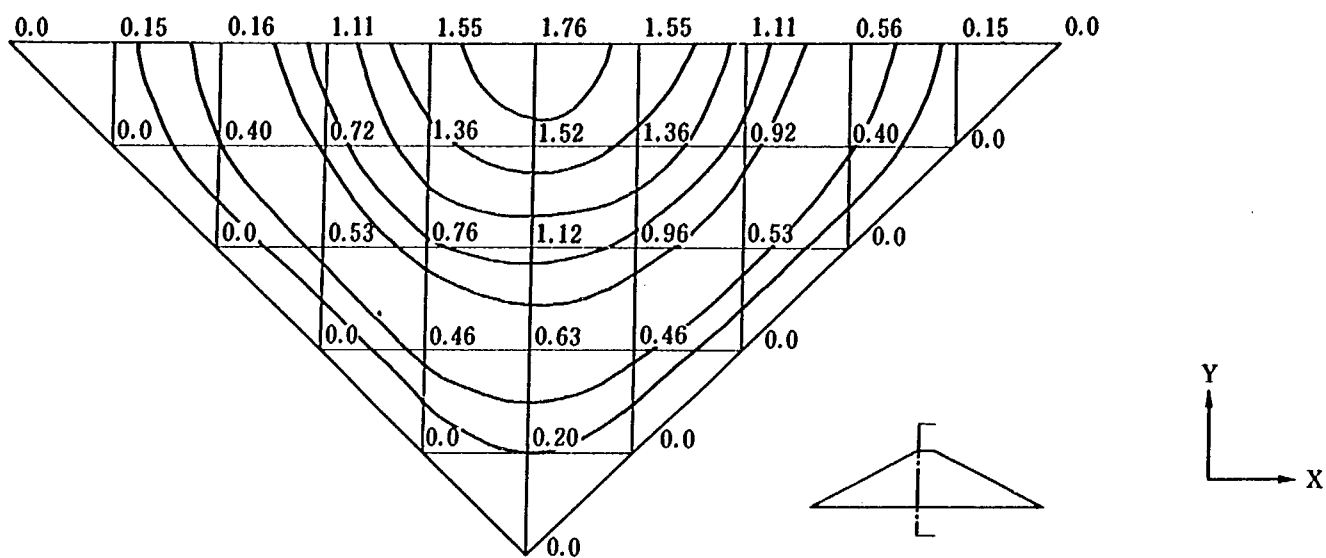


图-3.29 变形モード図 (最大変位発生時刻)

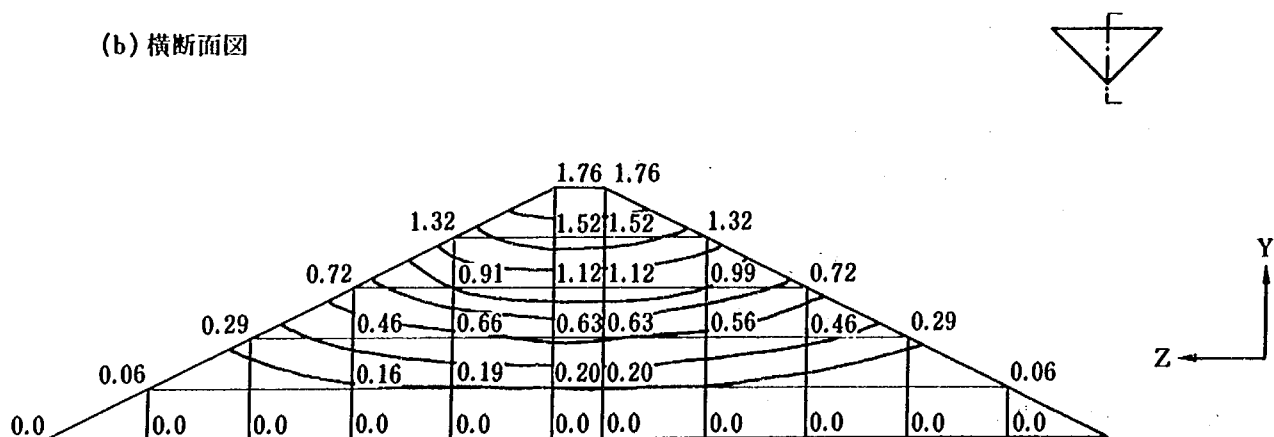
MODEL B-1

(a) 縱断面図



MODEL B-1

(b) 横断面図



(単位: cm)

図-3.30 最大変位分布図 (Z 成分 U_z)

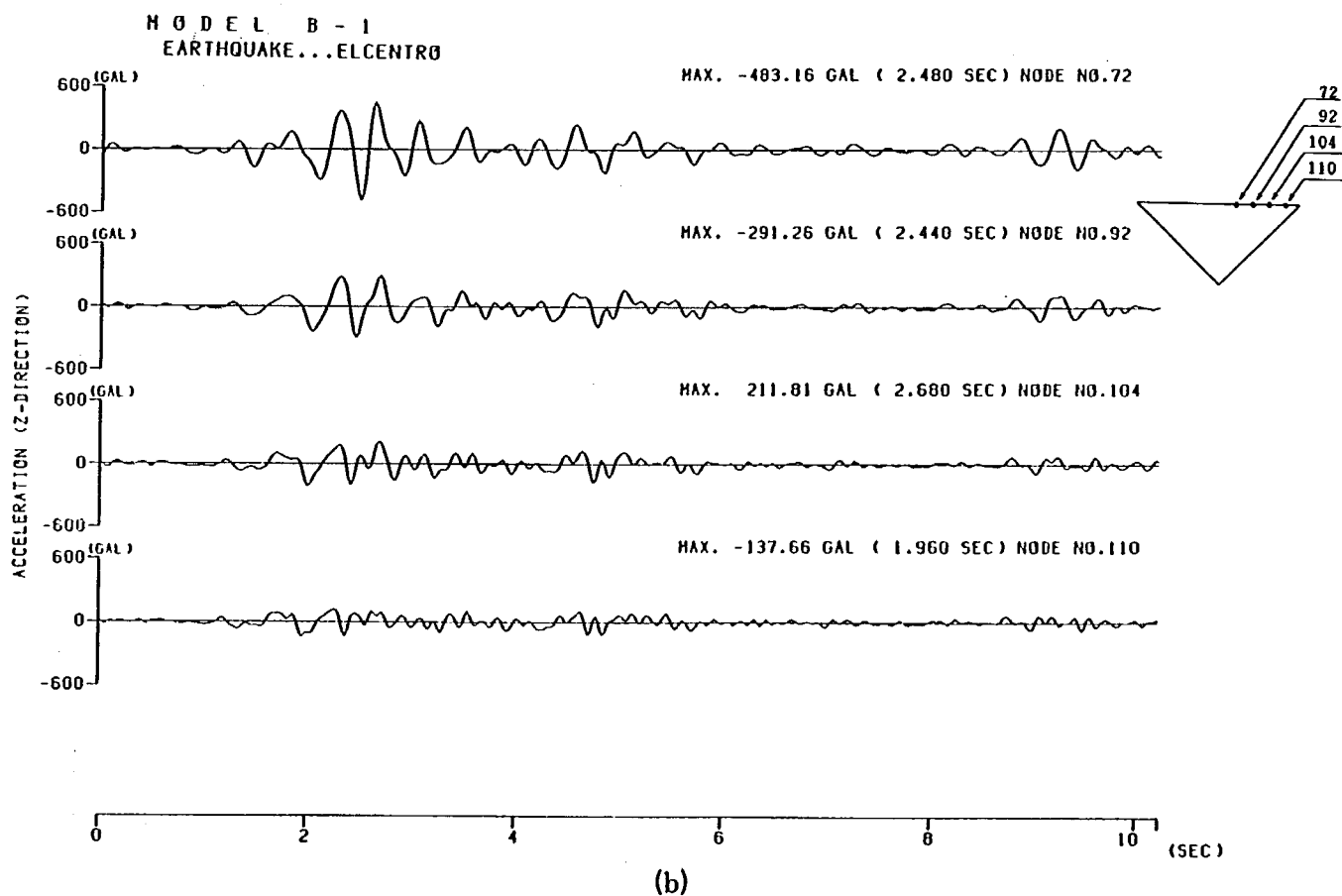
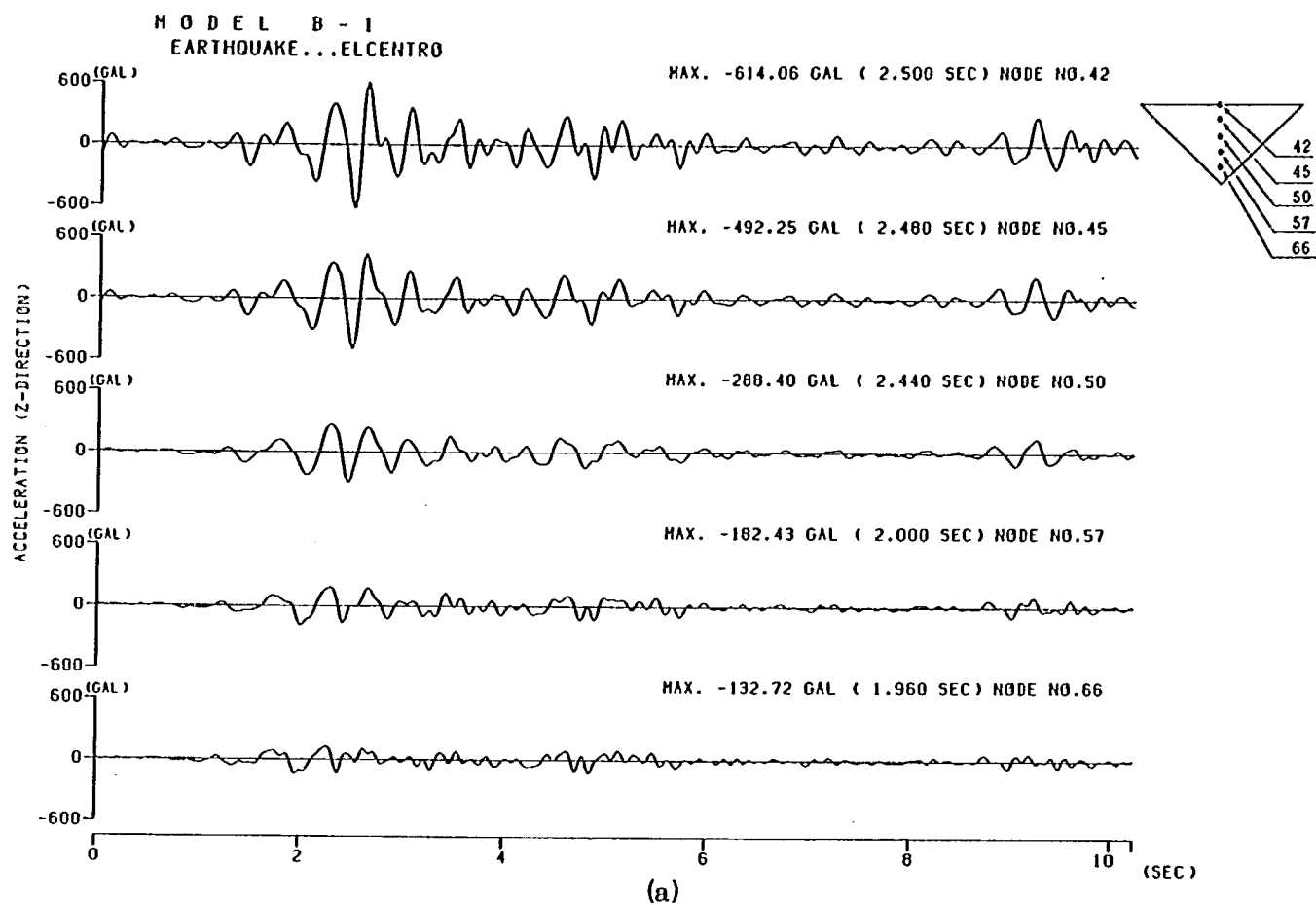
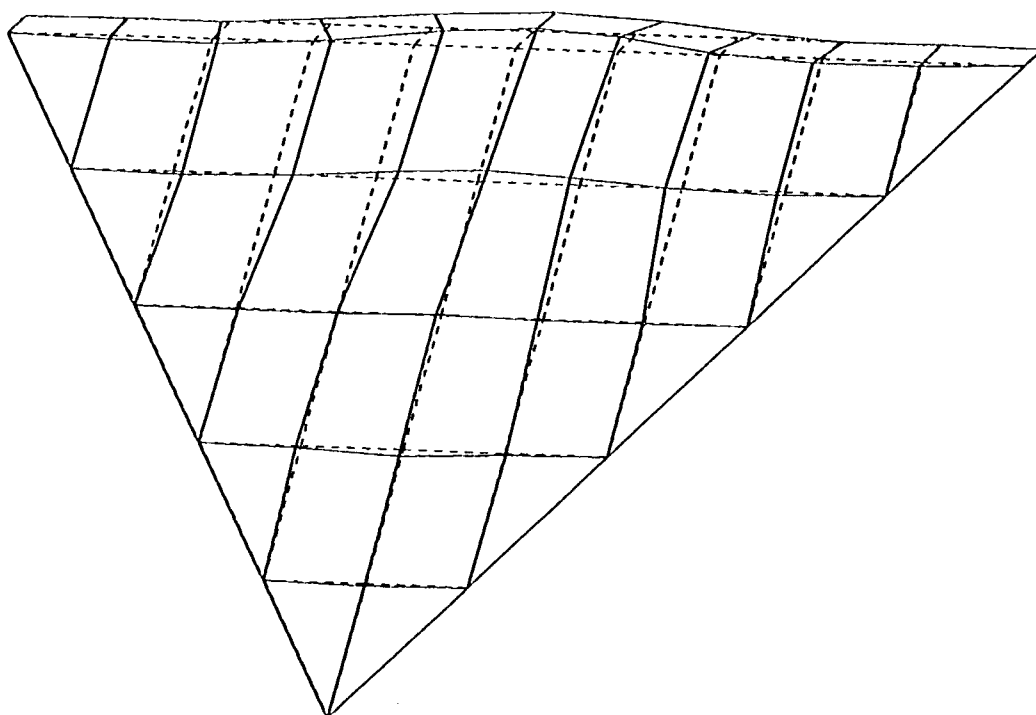


图 - 3.31 节点时刻历应答加速度波形图 (Z 成分 U_z)

MODEL B-1
EARTHQUAKE...ELCENTRO

ACCELERATION
TIME = 2.500 SEC
400.00 GAL

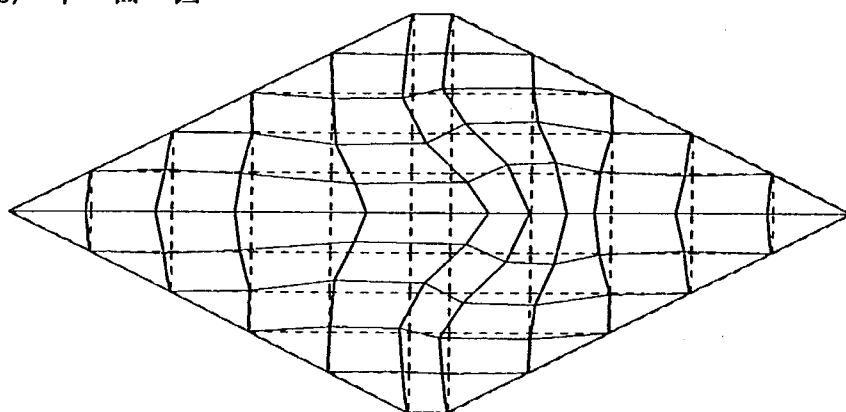
(a) 立体图



MODEL B-1
EARTHQUAKE...ELCENTRO

ACCELERATION
TIME = 2.500 SEC
600.00 GAL

(b) 平面图



(c) 横断面图(中央部)

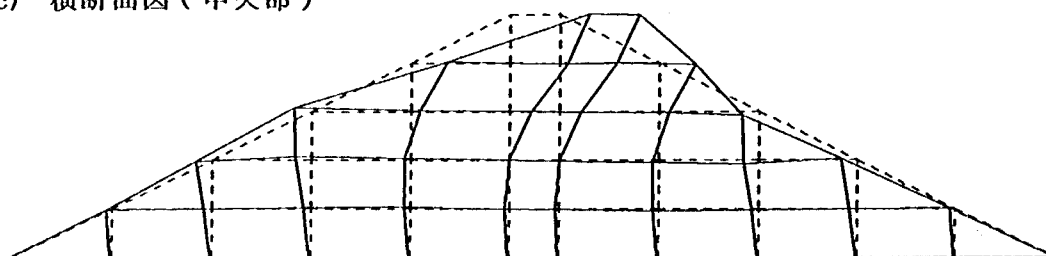
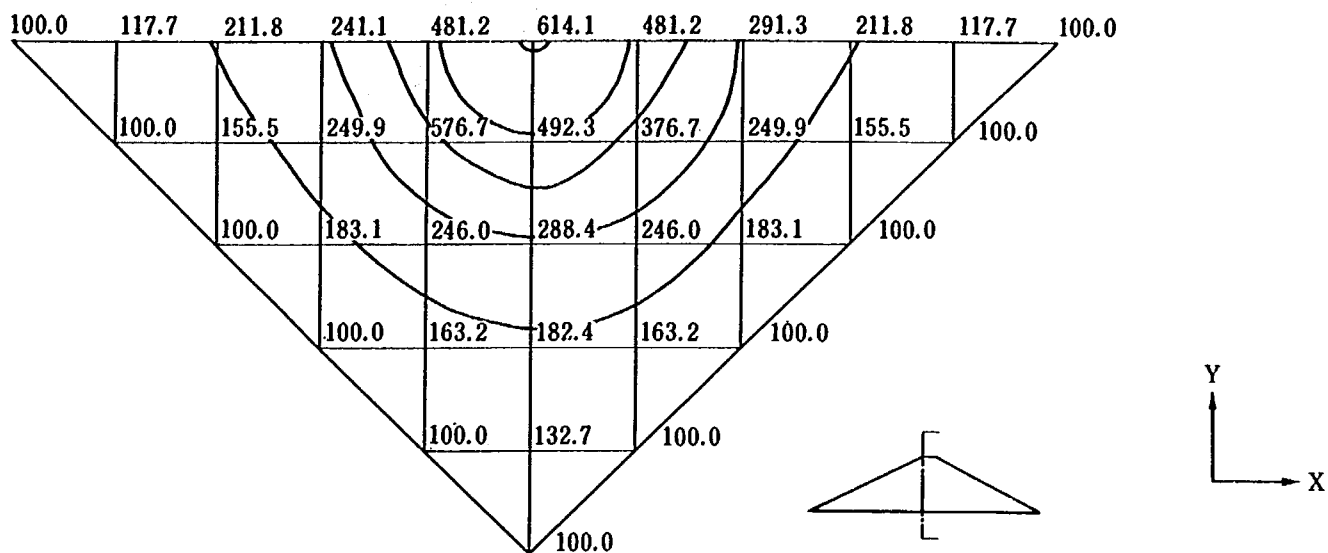


图-3.32 加速度图(最大加速度発生時刻)

MODEL B-1

(a) 縱断面図



MODEL B-1

(b) 横断面図

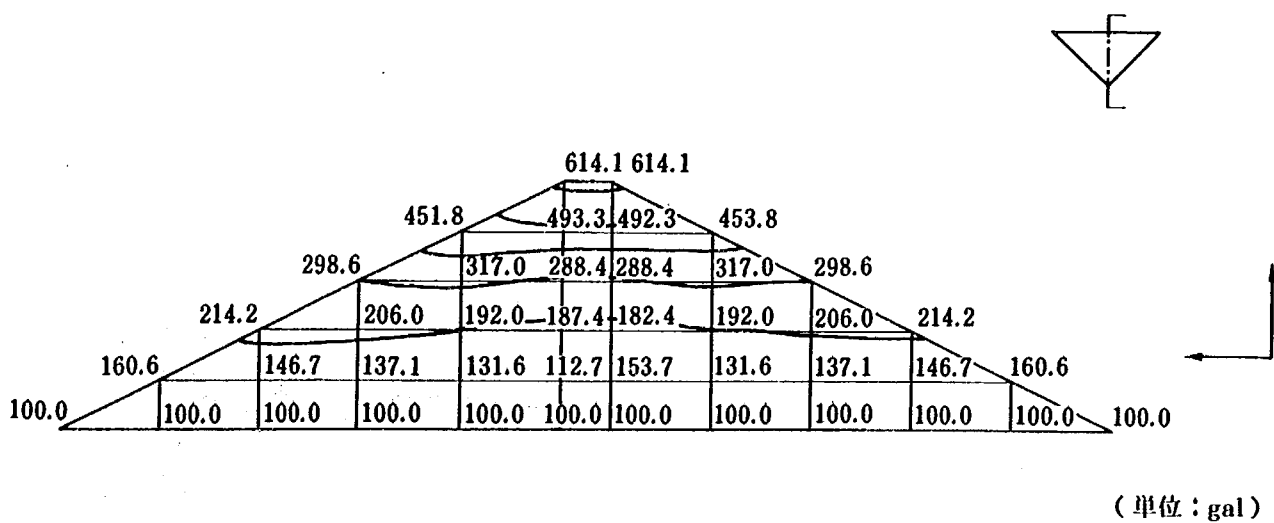


图-3.33 最大加速度分布图 (Z 成分 α_z)

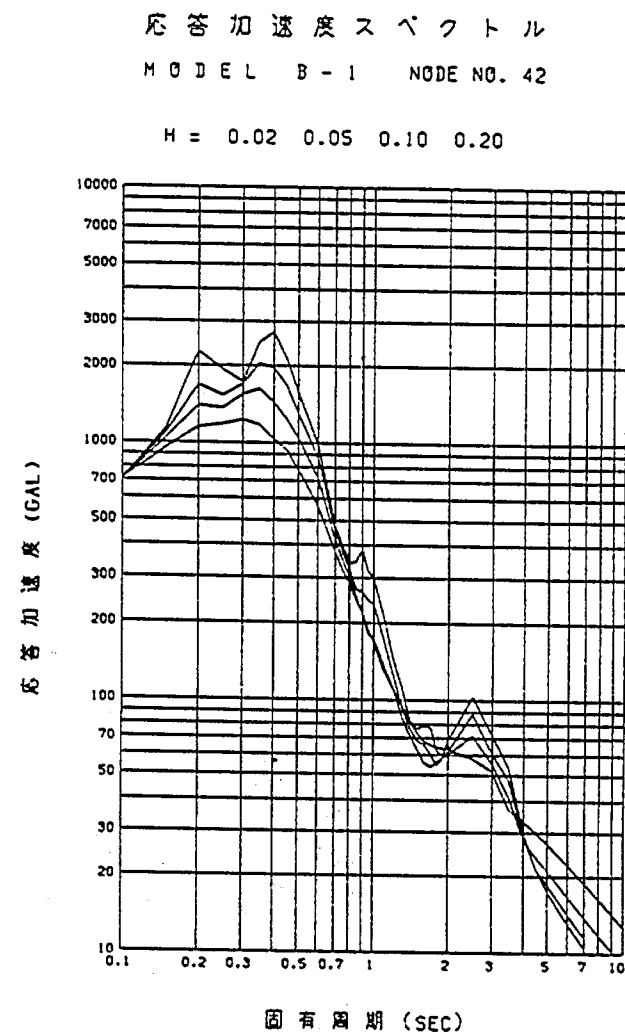
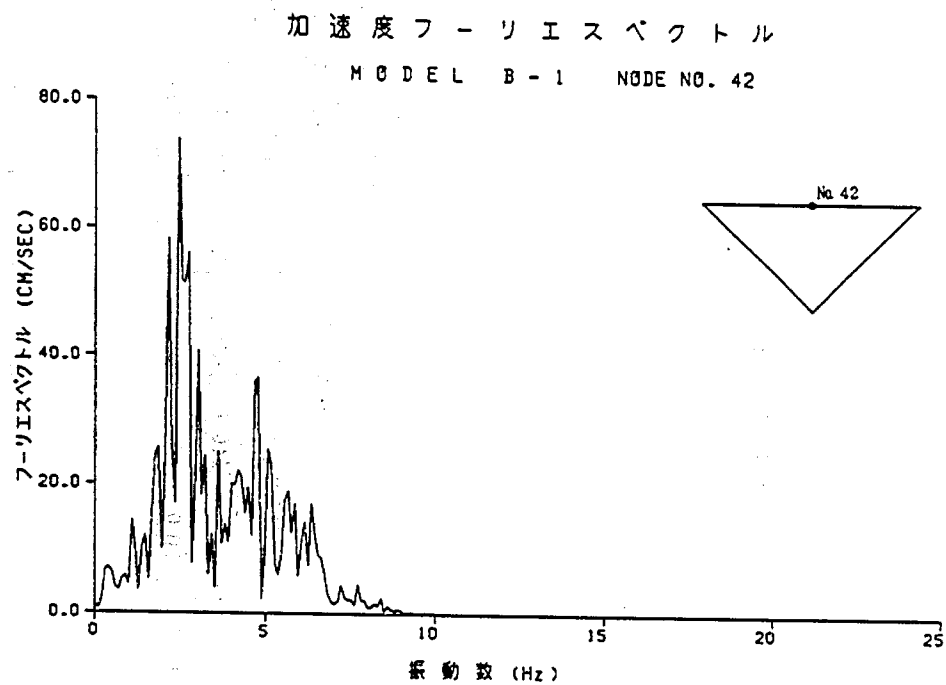
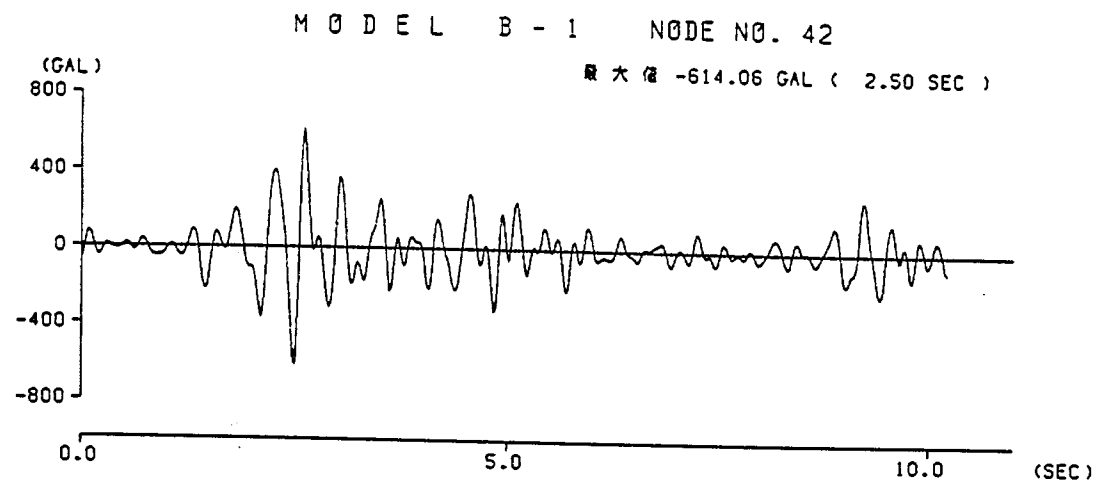


図-3.34 (a) 応答加速度波形特性 (節点 42)

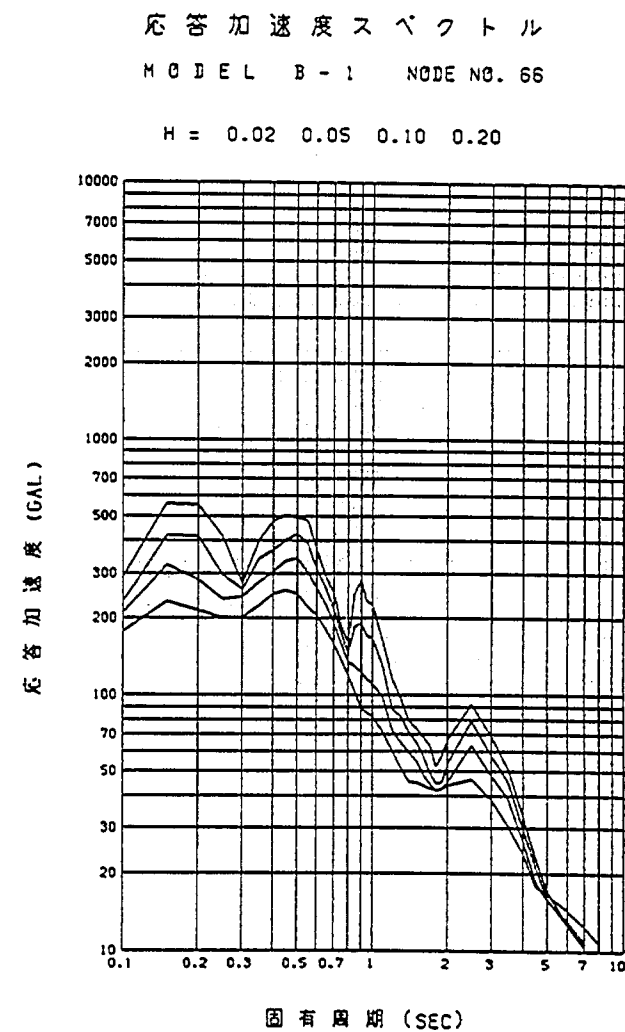
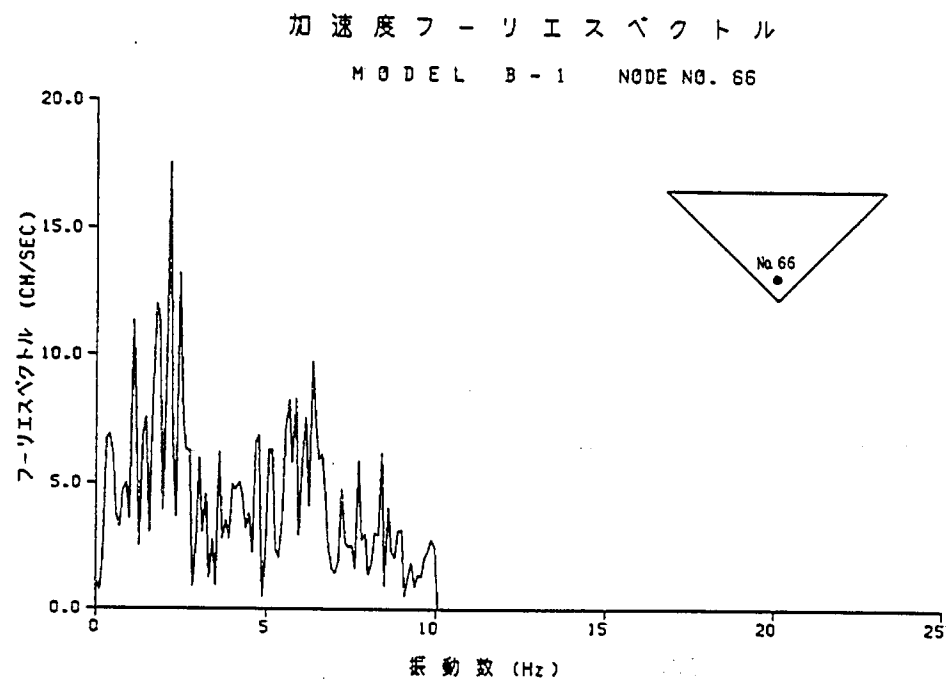
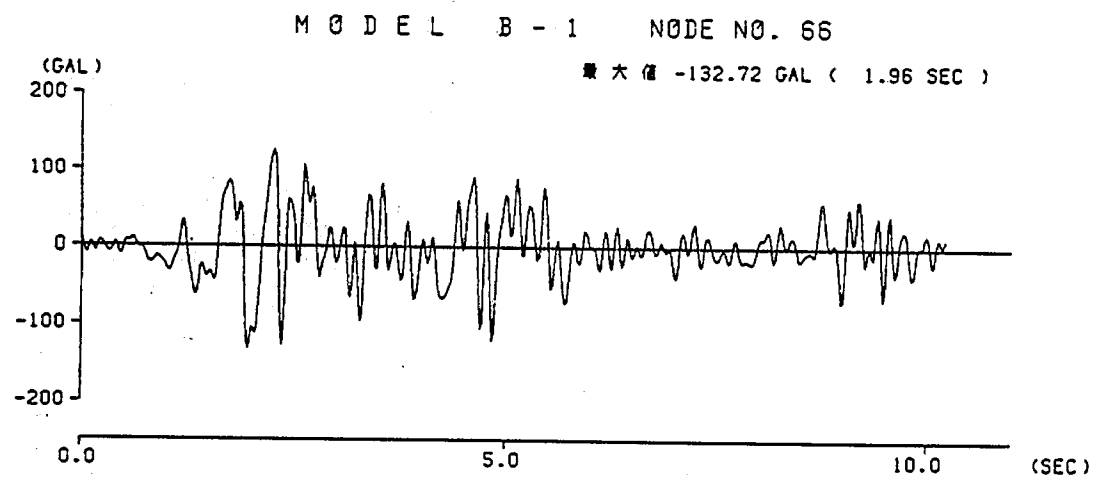


図- 3. 34 (b) 応答加速度波形特性 (節点 66)

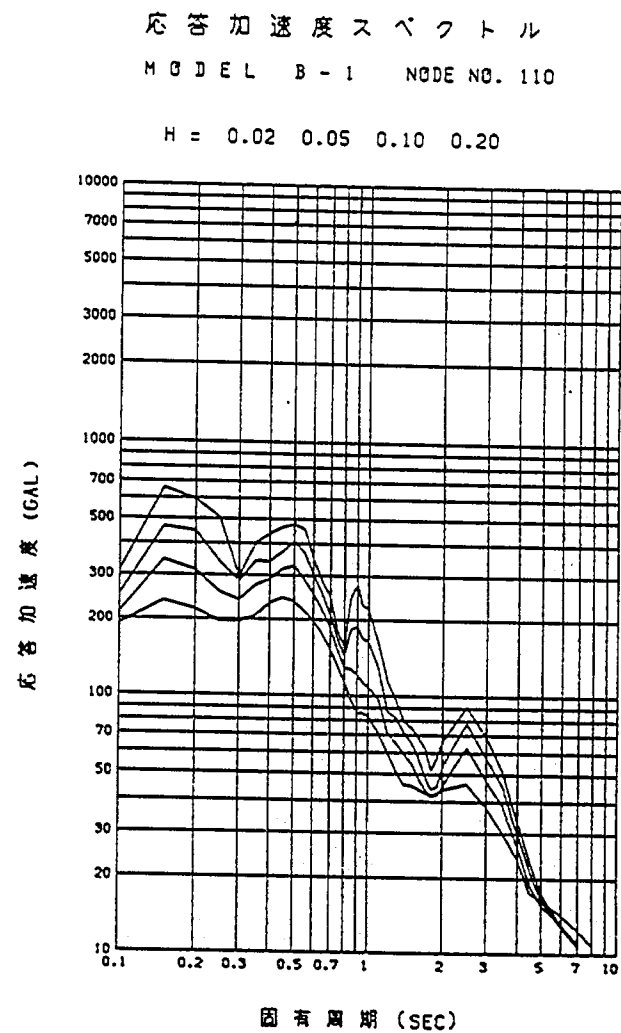
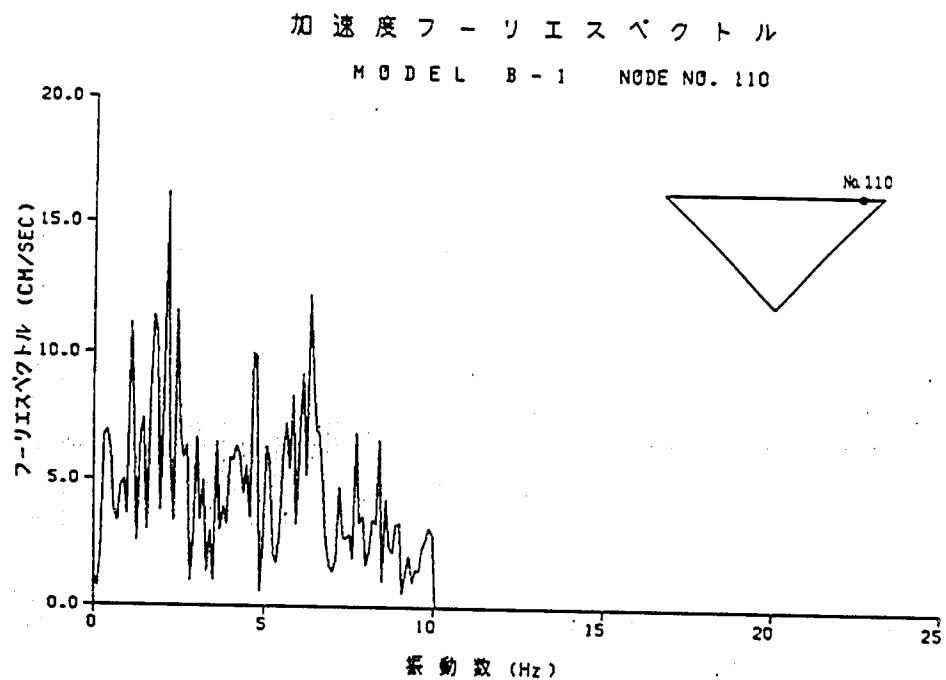
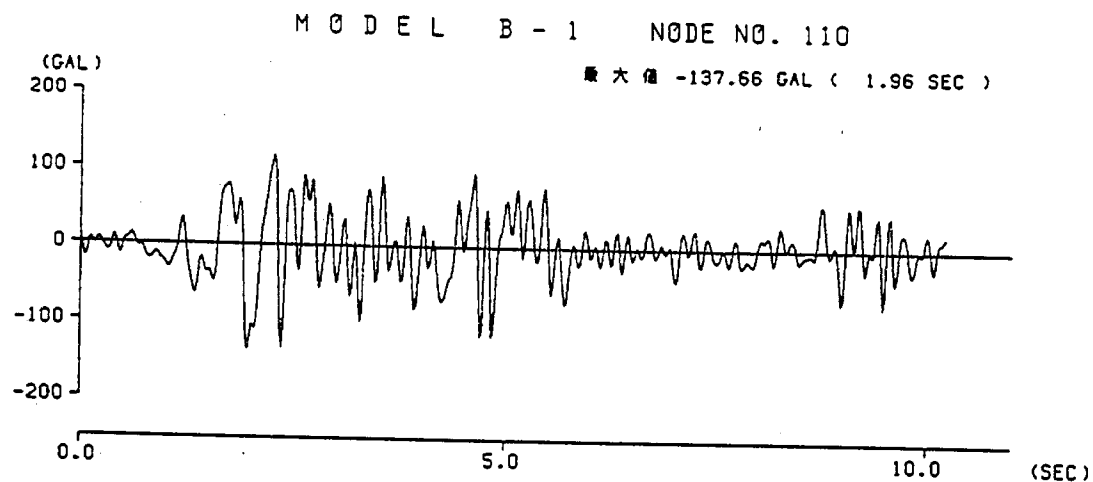


図 - 3. 34 (c) 応答加速度波形特性 (節点 110)

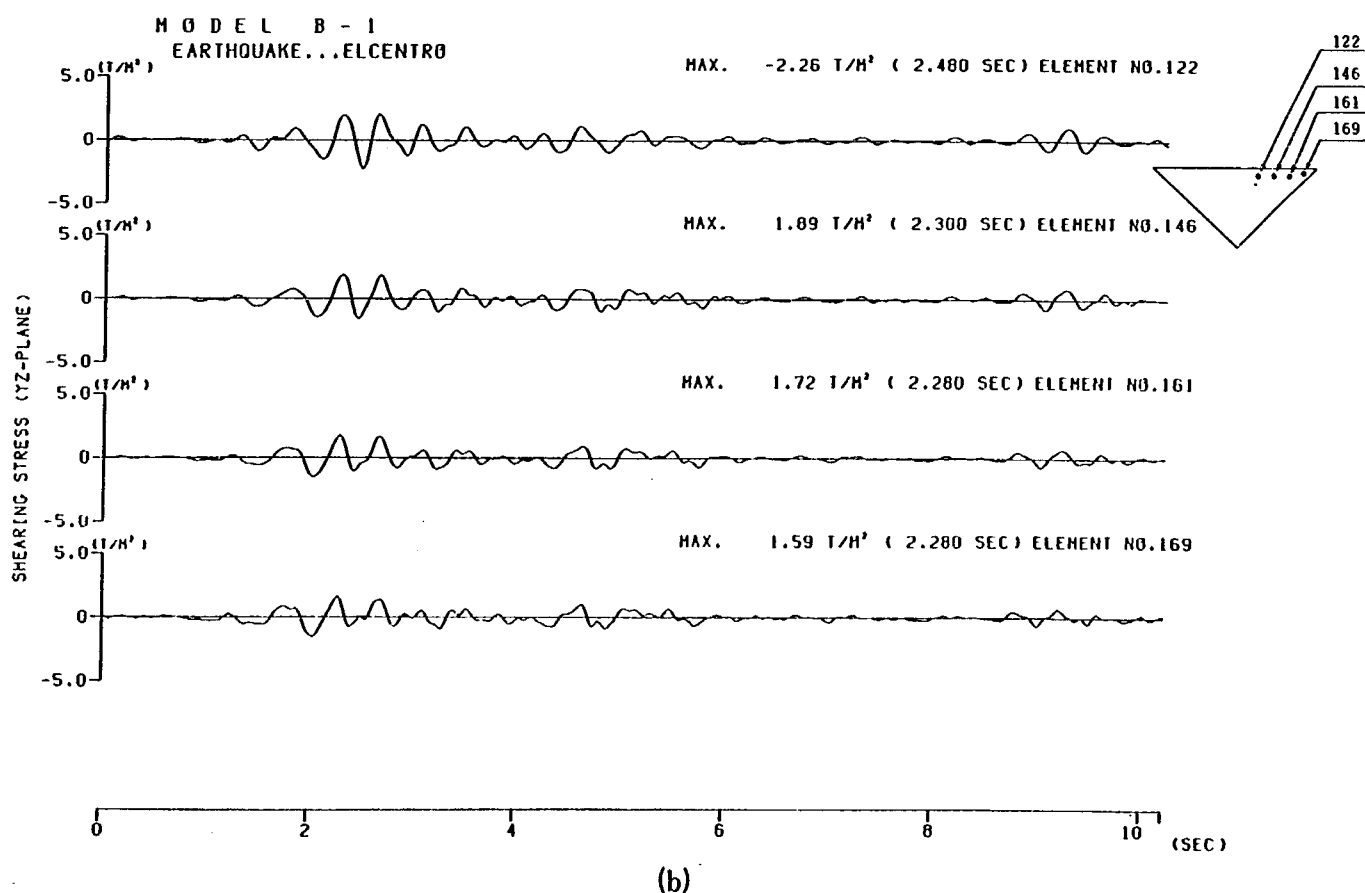
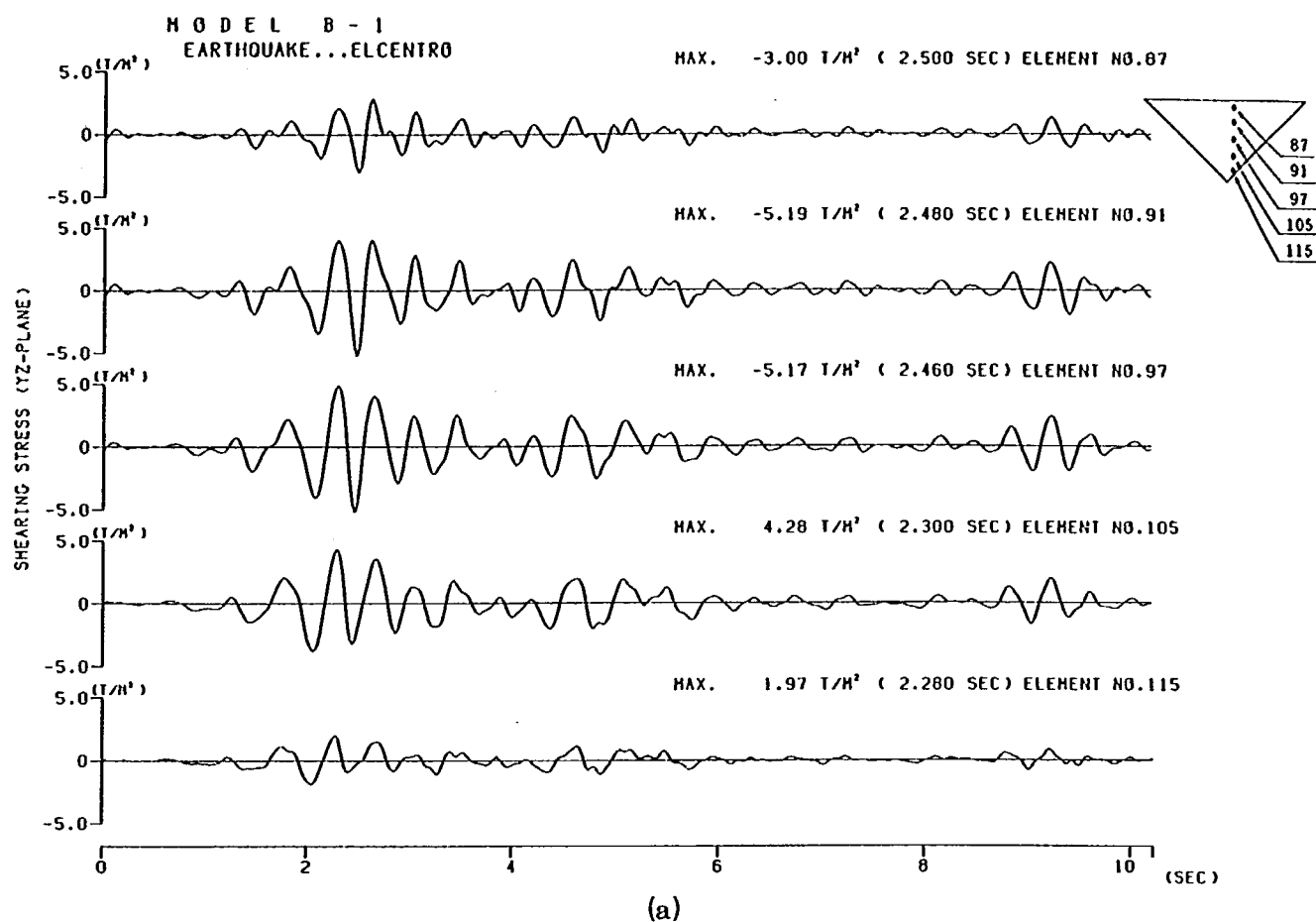


图 - 3.35 要素内応力時刻歴応答波形図 (τ_{yz}) (1)

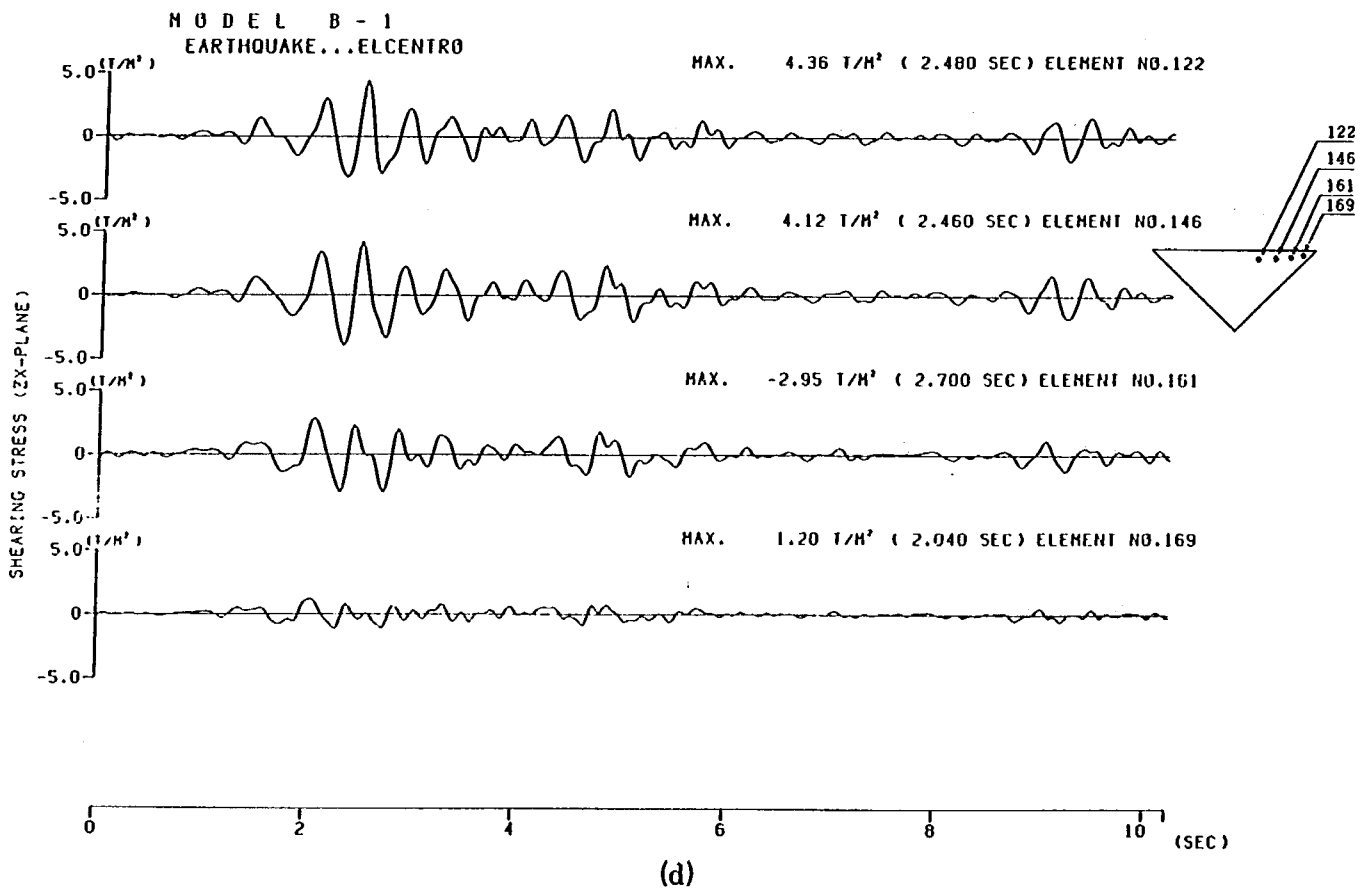
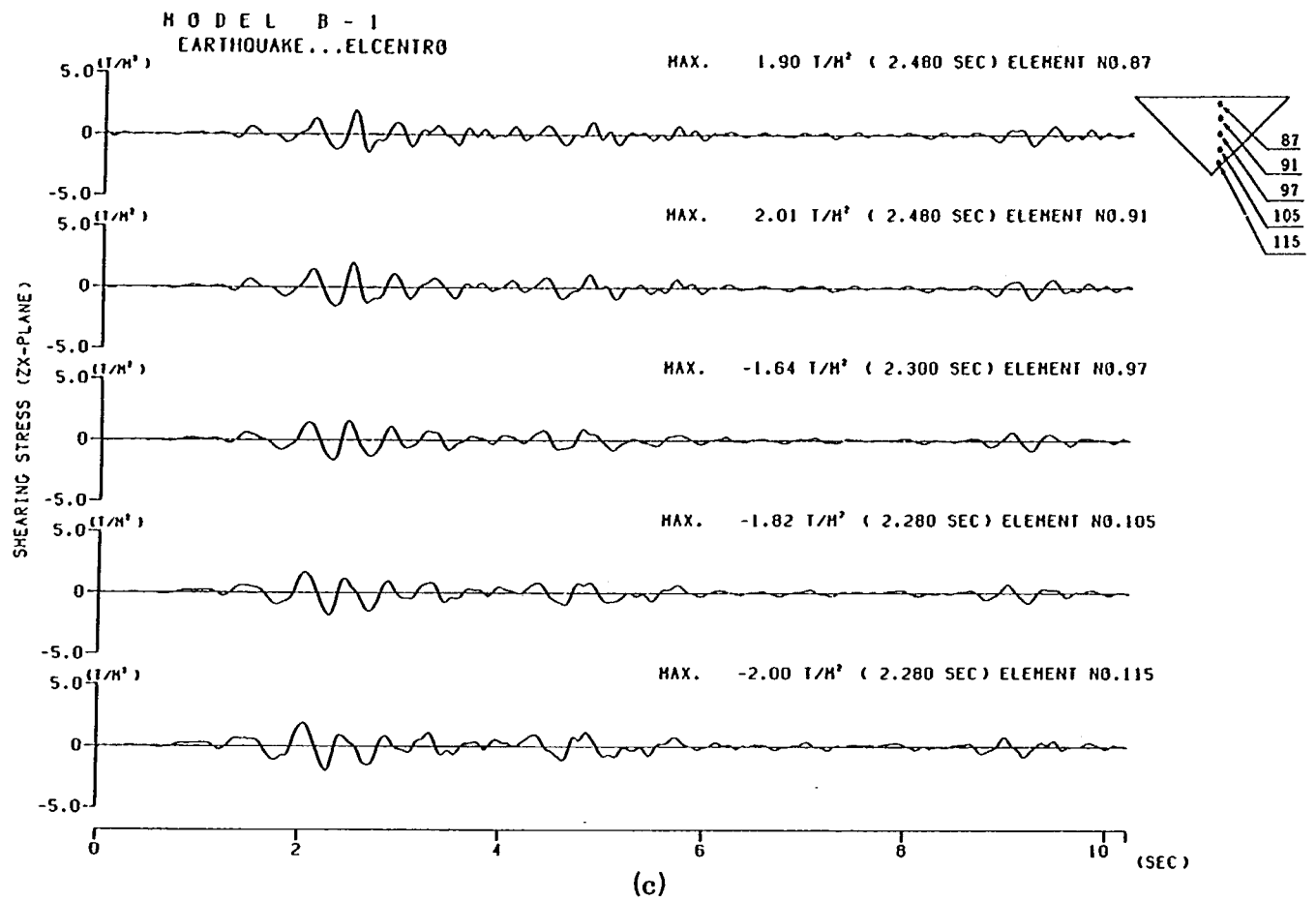
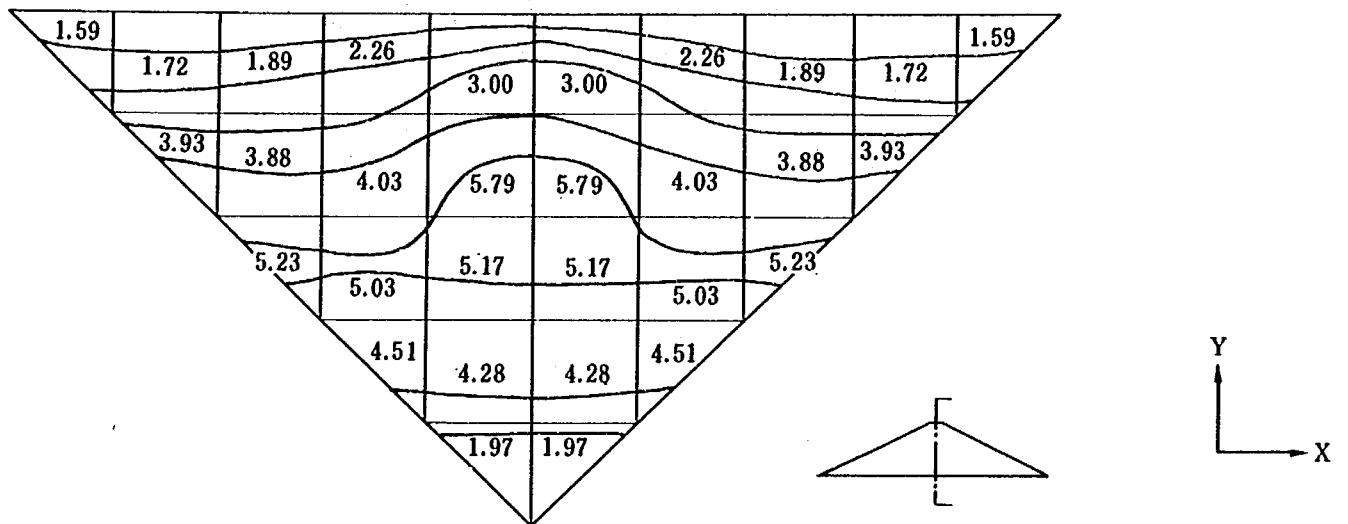


图 - 3.35 要素内応力時刻歴応答波形図 (τ_{zx}) (2)

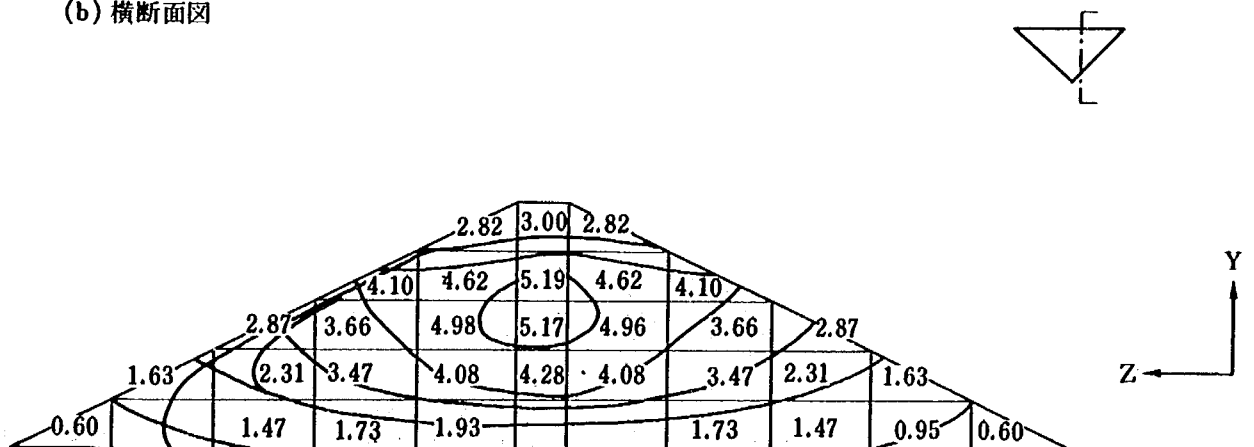
MODEL B-1

(a) 縱断面図



MODEL B-1

(b) 横断面図

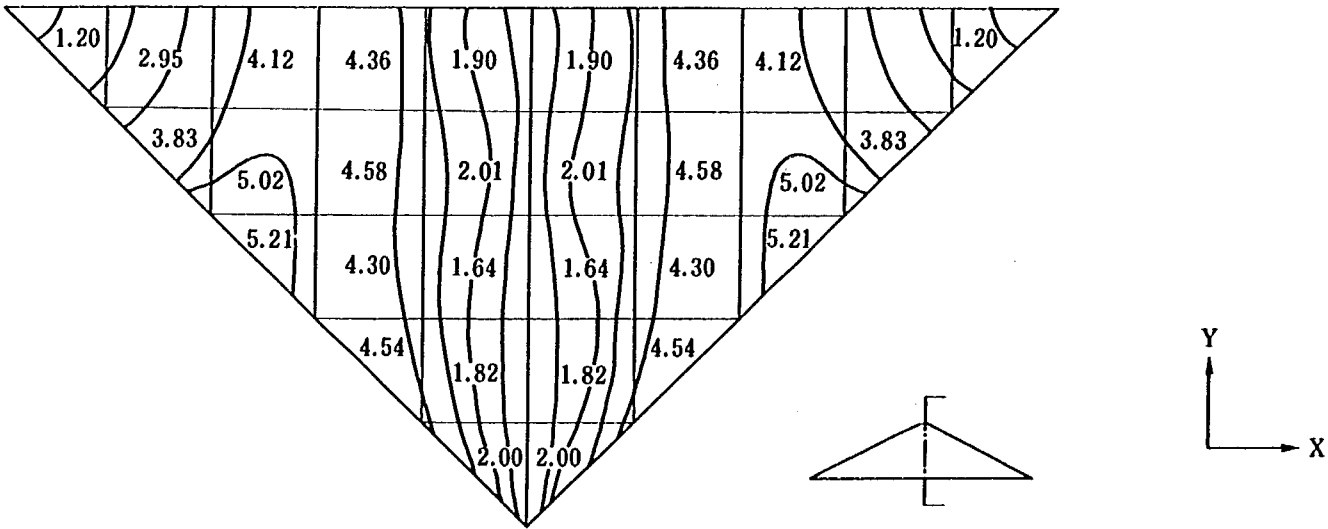


(単位: tf/m²)

図 - 3.36 最大応力分布図 (τ_{yz}) (1)

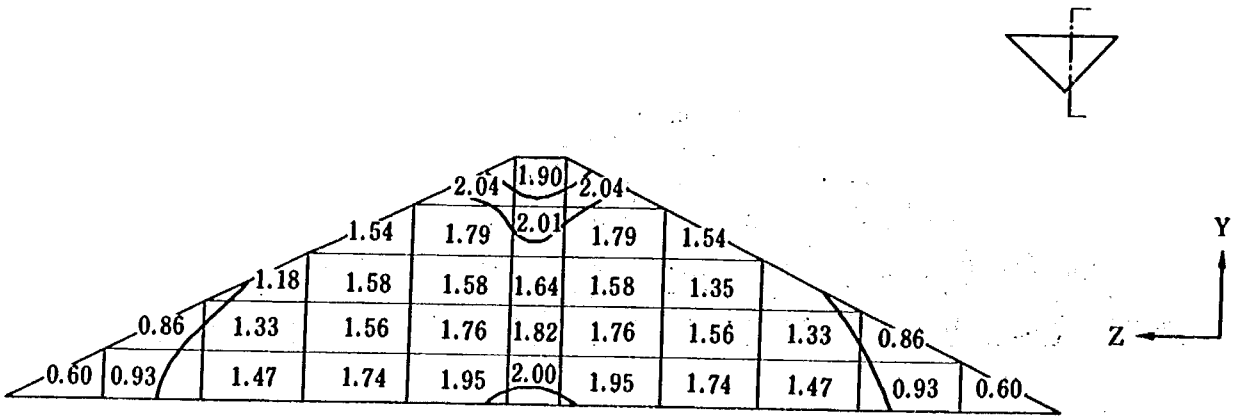
MODEL B-1

(a) 縱断面図



MODEL B-1

(b) 横断面図



(単位: tf/m^2)

図 - 3.36 最大応力分布図 (τ_{zx}) (2)

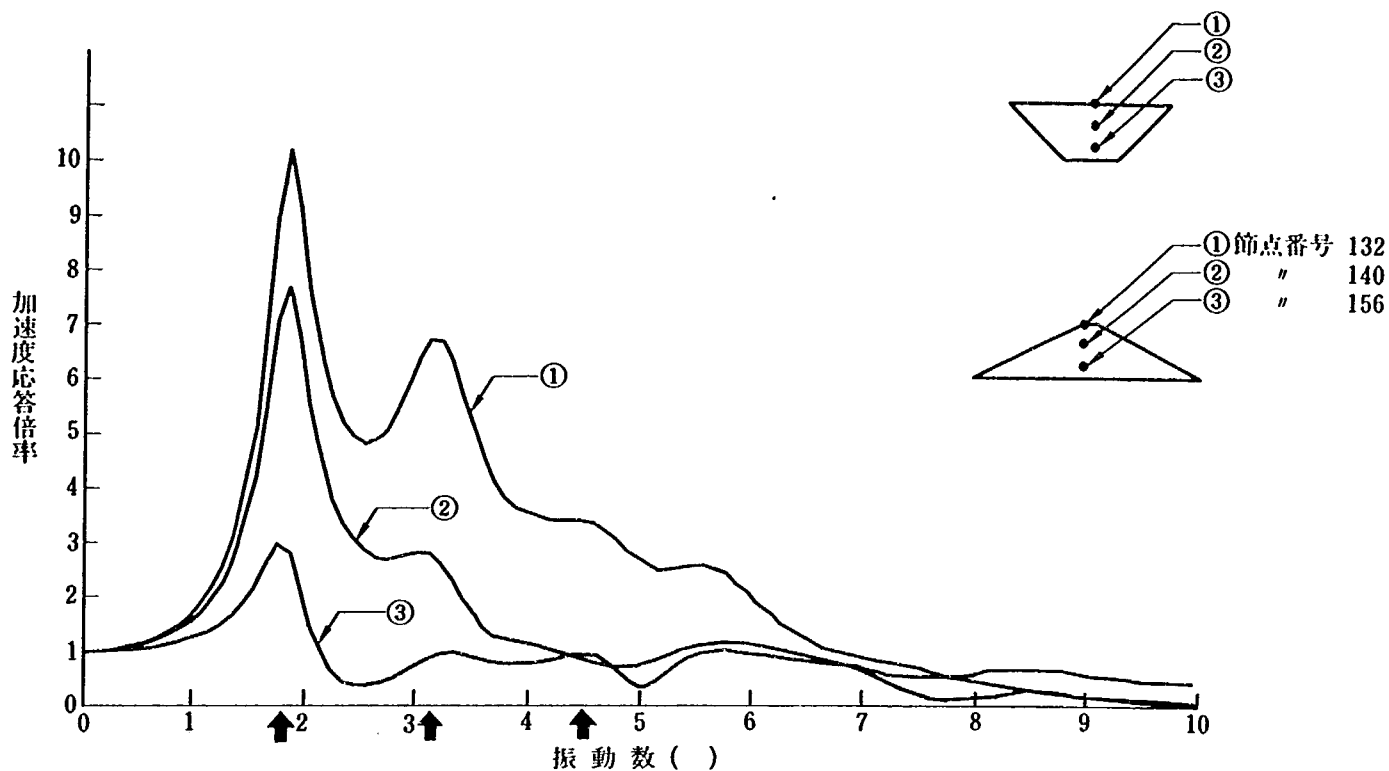


図- 3. 37 (a) 伝達関数 (ダム中央, 鉛直位置による変化)

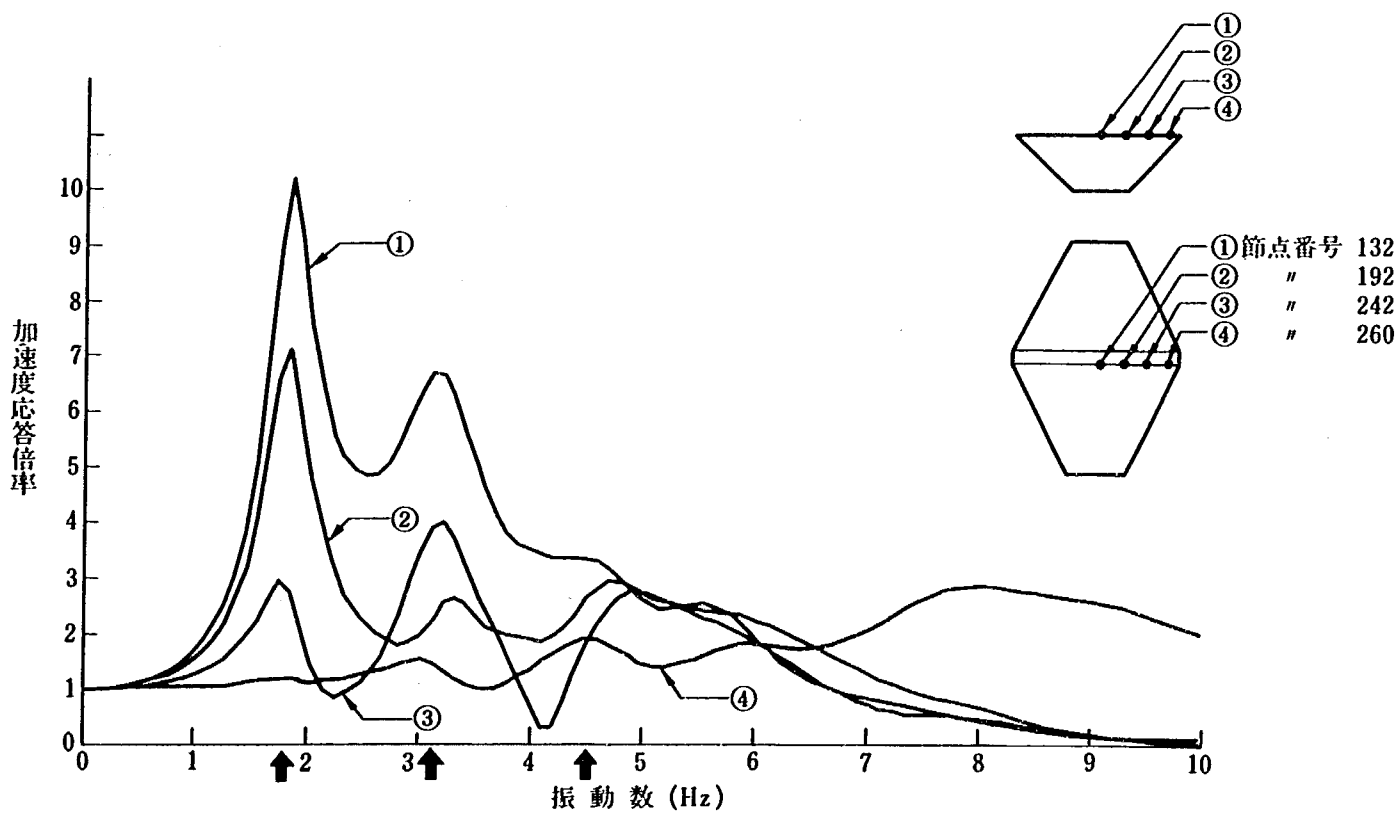


図- 3. 37 (b) 伝達関数 (天端, 水平位置による変化)

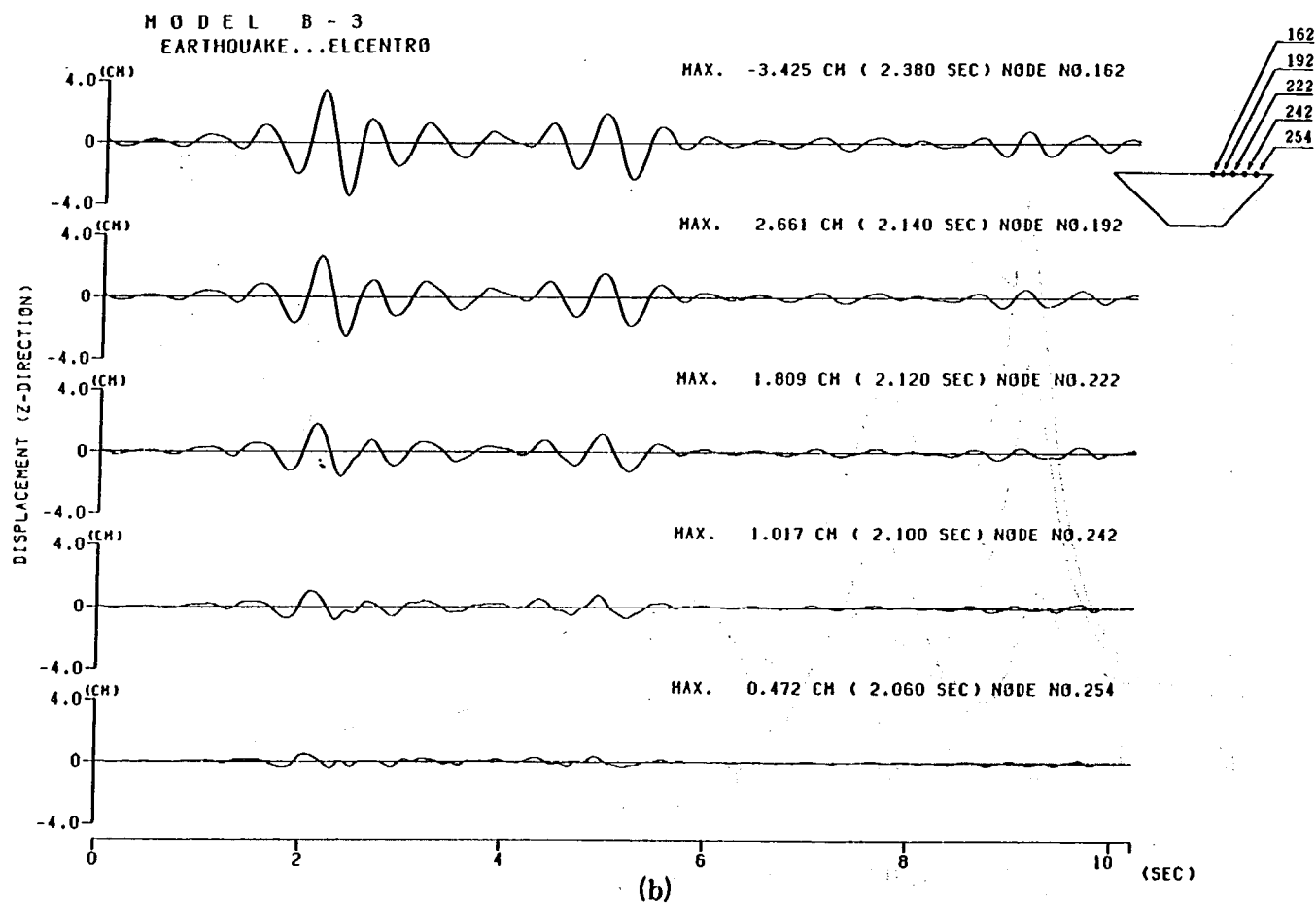
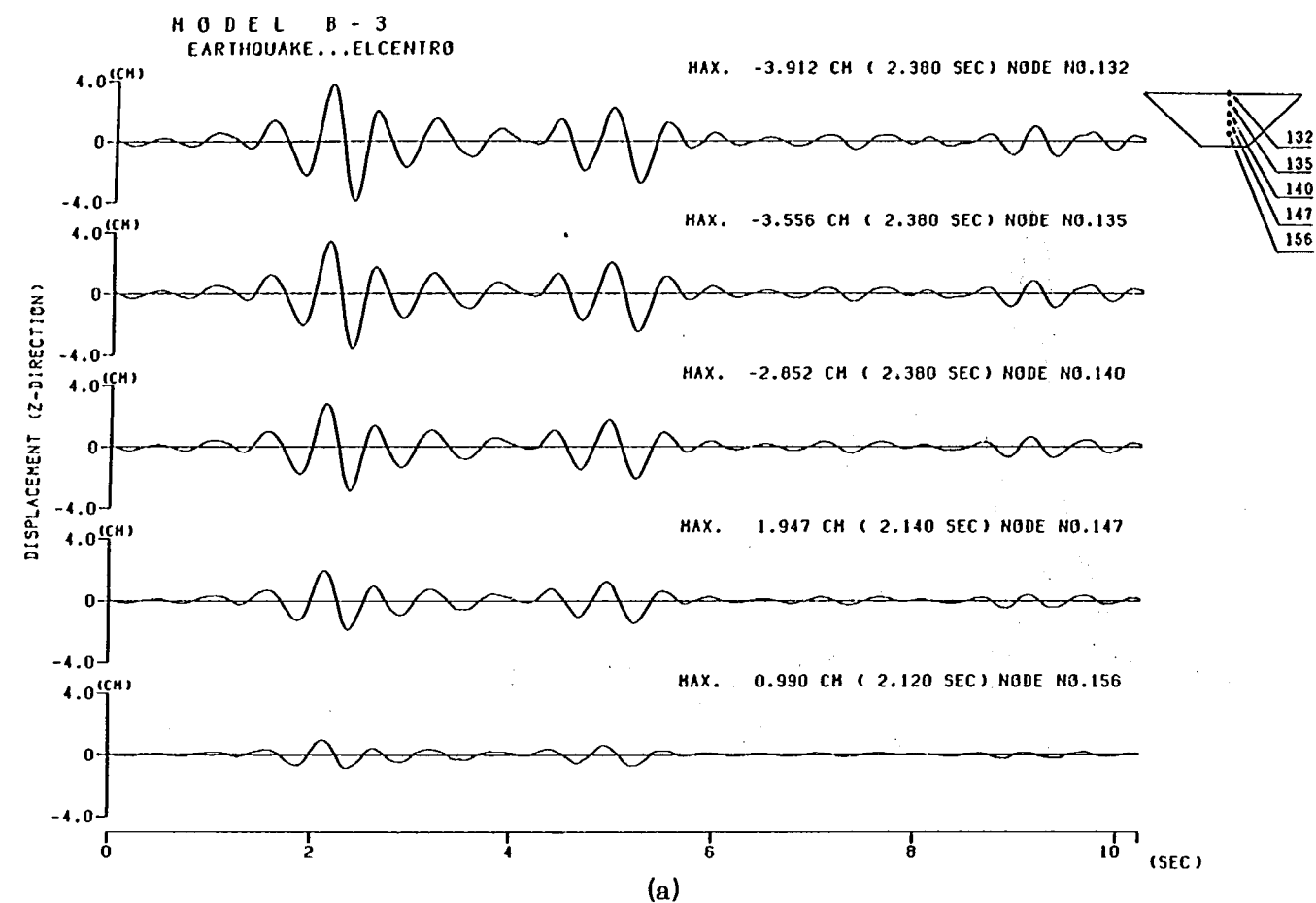
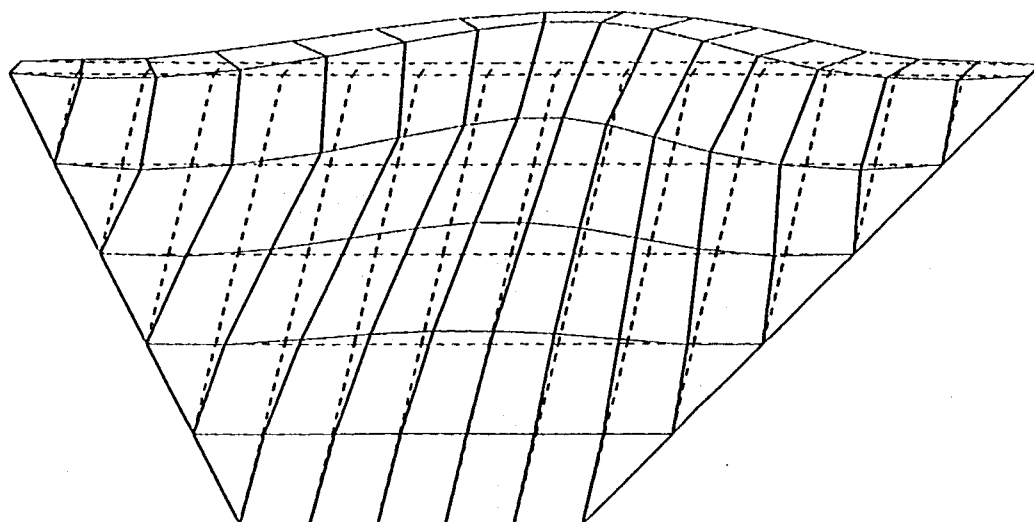


图 - 3.38 节点时刻历响应变位波形图 (Z 成分 U_z)

MODEL B-3
EARTHQUAKE...ELCENTRO

DISPLACEMENT
TIME = 2.380 SEC
1.00 CM

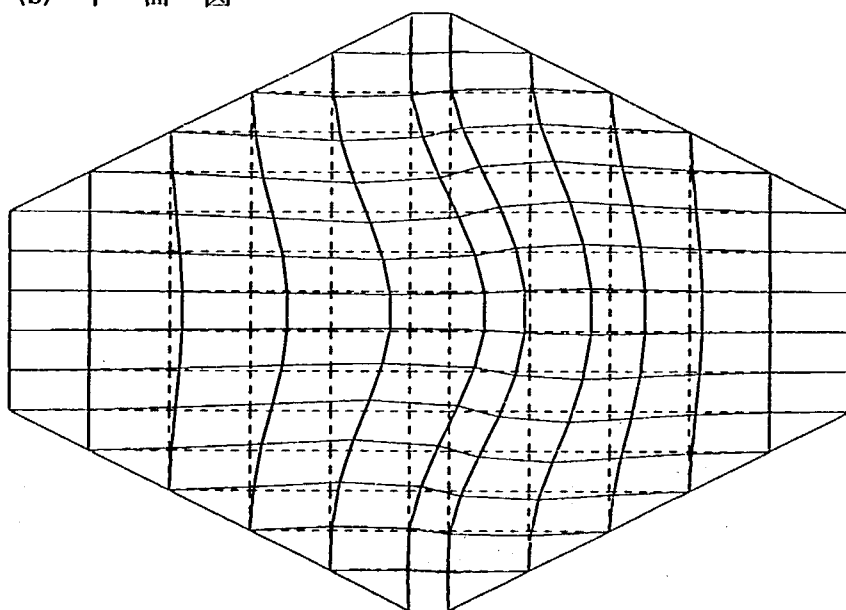
(a) 立体图



MODEL B-3
EARTHQUAKE...ELCENTRO

DISPLACEMENT
TIME = 2.380 SEC
4.00 CM

(b) 平面图



(c) 横断面图 (中央部)

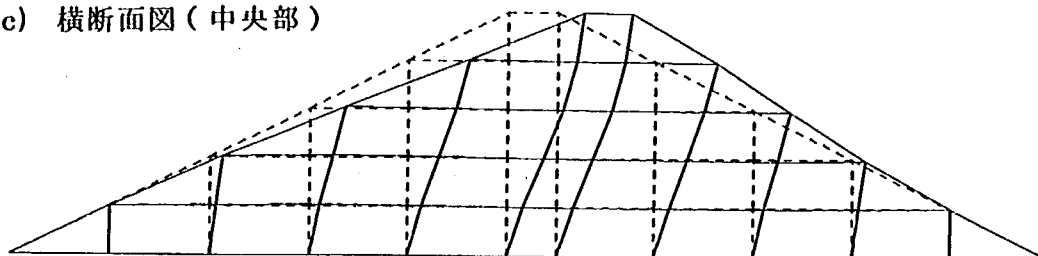
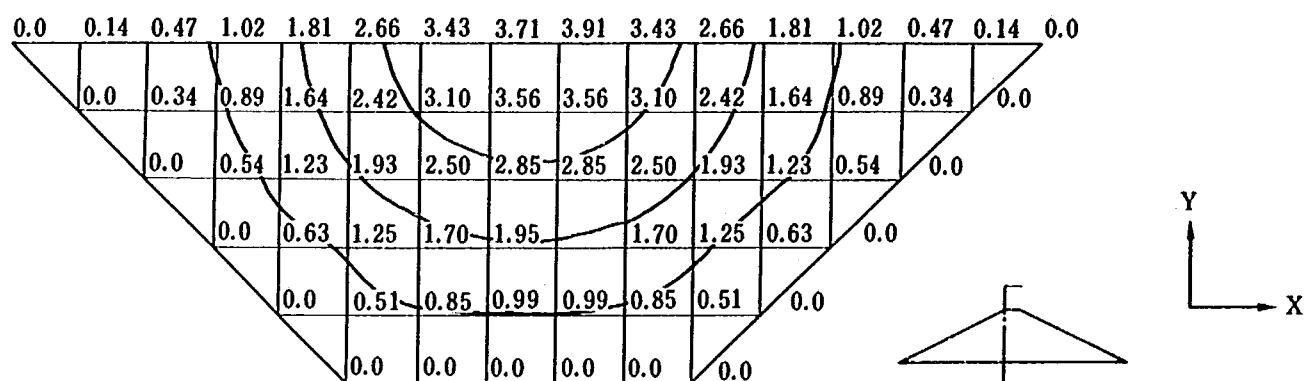


图-3.39 变形モード図 (最大変位発生時刻)

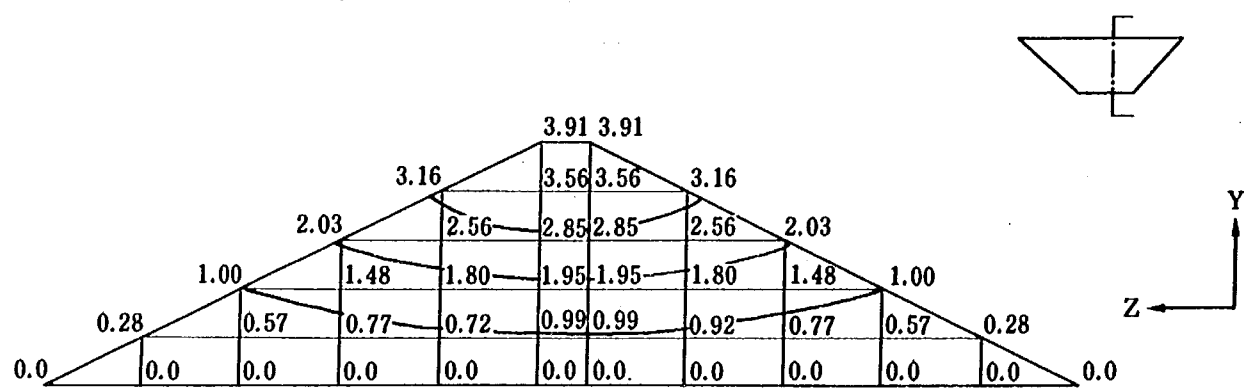
MODEL B-3

(a) 縦断面図



MODEL B-3

(b) 横断面図 (中央部)



(単位: cm)

図 - 3. 40 最大変位分布図 (Z 成分 U_z)

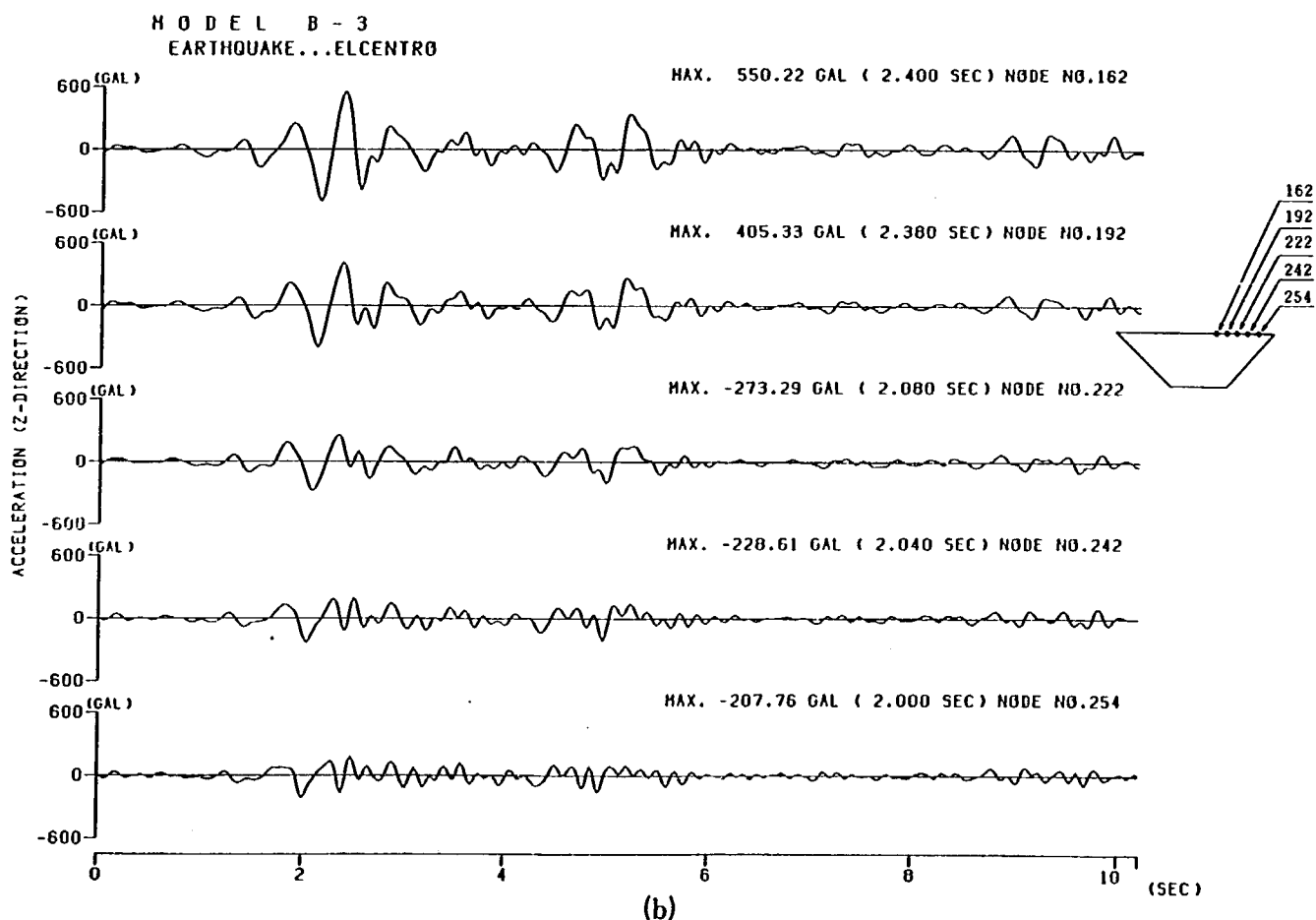
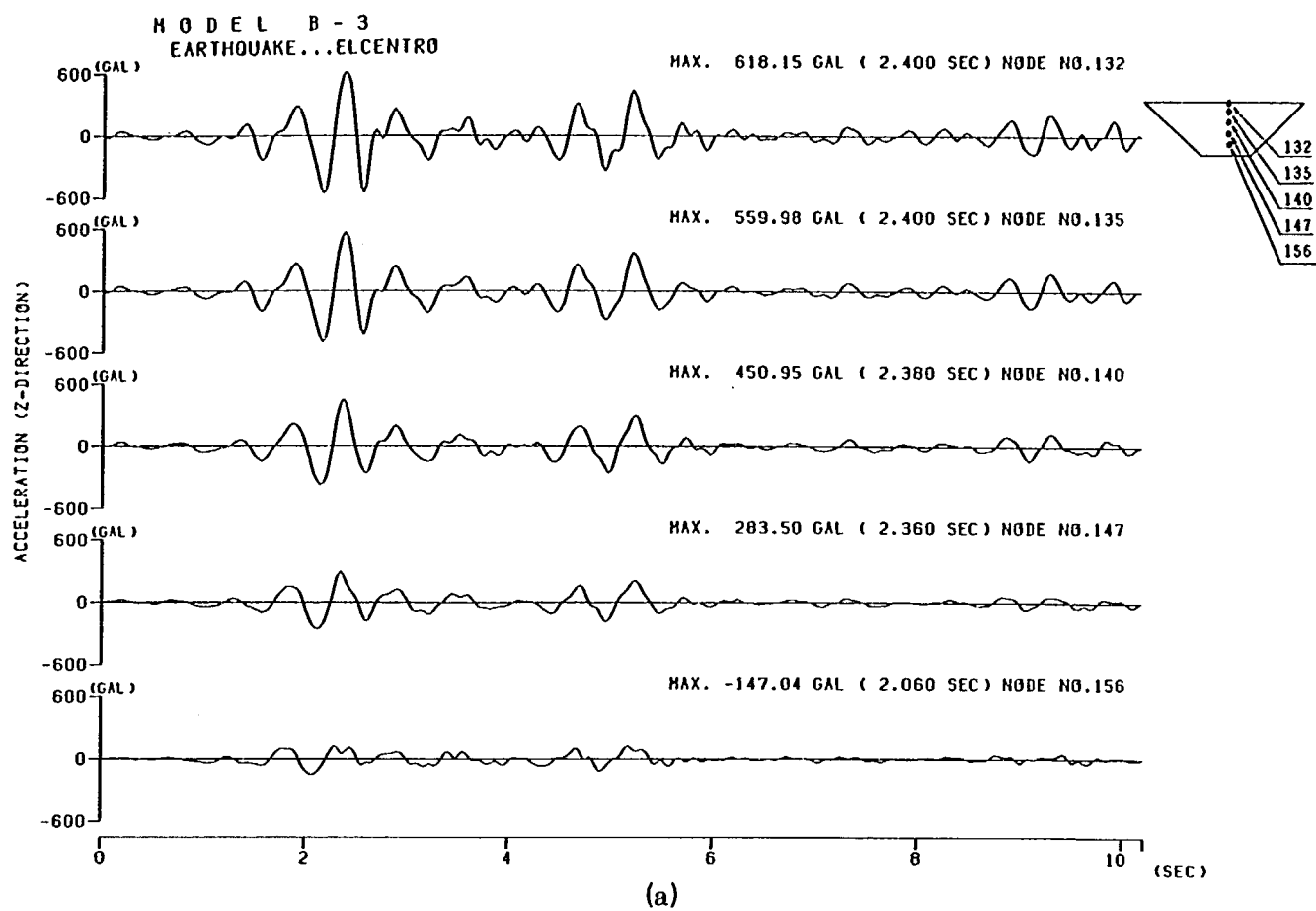
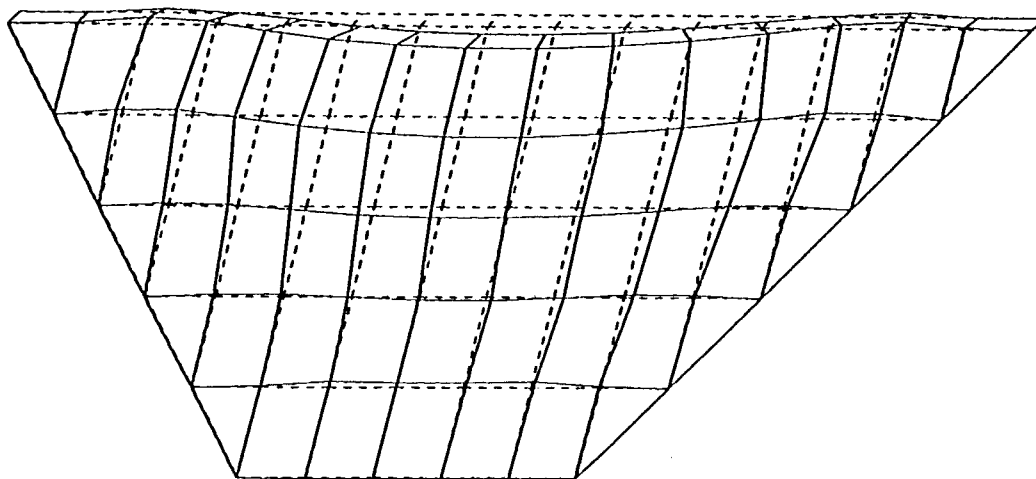


图 - 3.41 节点时刻歴応答加速度波形图 (Z 成分 α_z)

MODEL B-3
EARTHQUAKE...ELCENTRO

ACCELERATION
TIME = 2.400 SEC
400.00 GAL

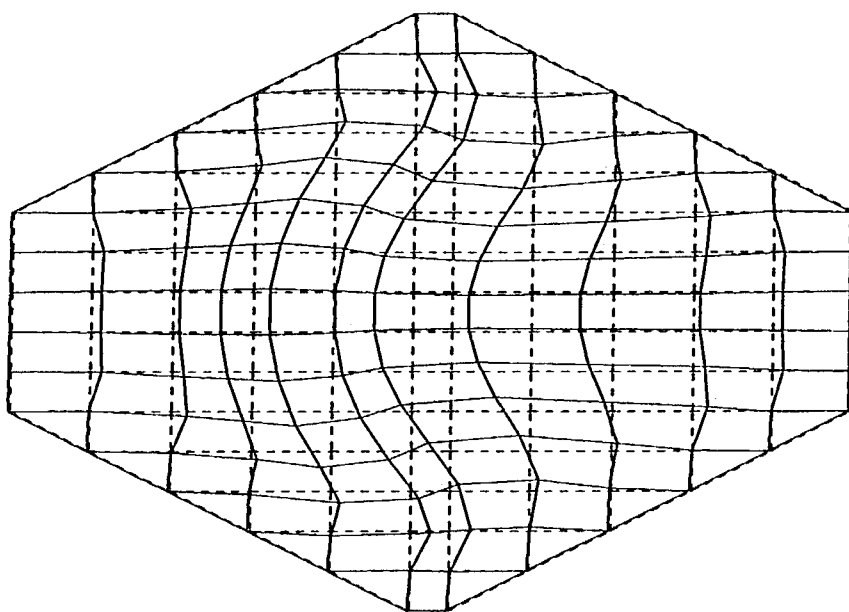
(a) 立体图



MODEL B-3
EARTHQUAKE...ELCENTRO

ACCELERATION
TIME = 2.400 SEC
600.00 GAL

(b) 平面图



(c) 横断面图 (中央部)

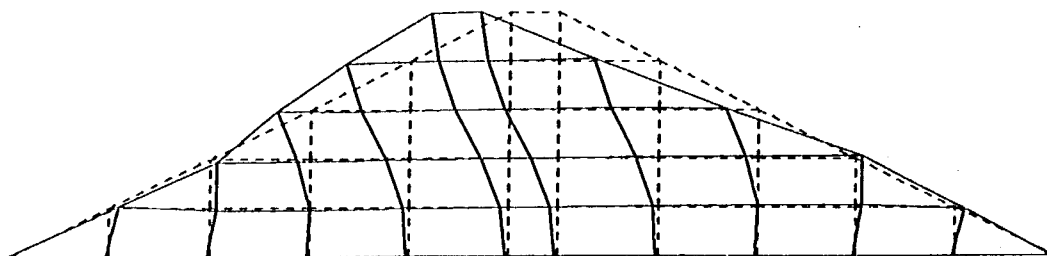
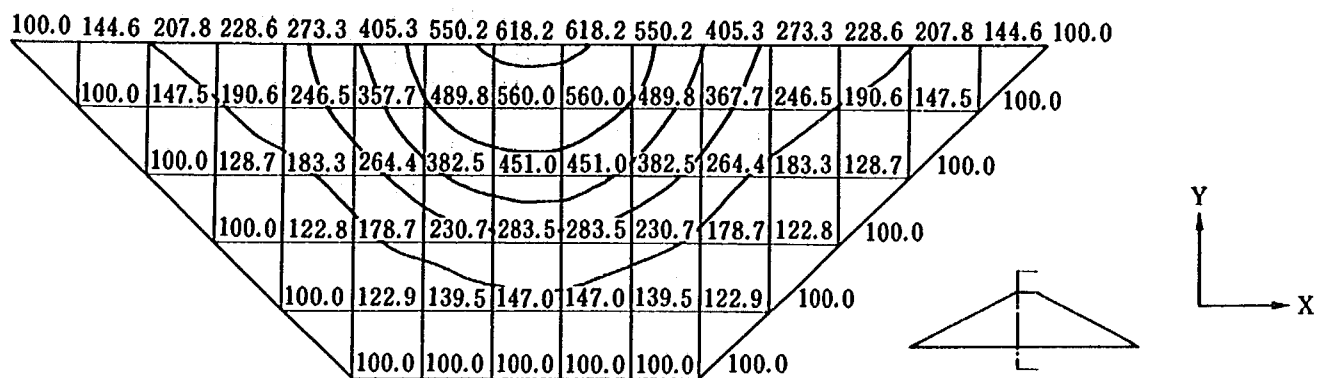


图-3.42 加速度图 (最大加速度発生時刻)

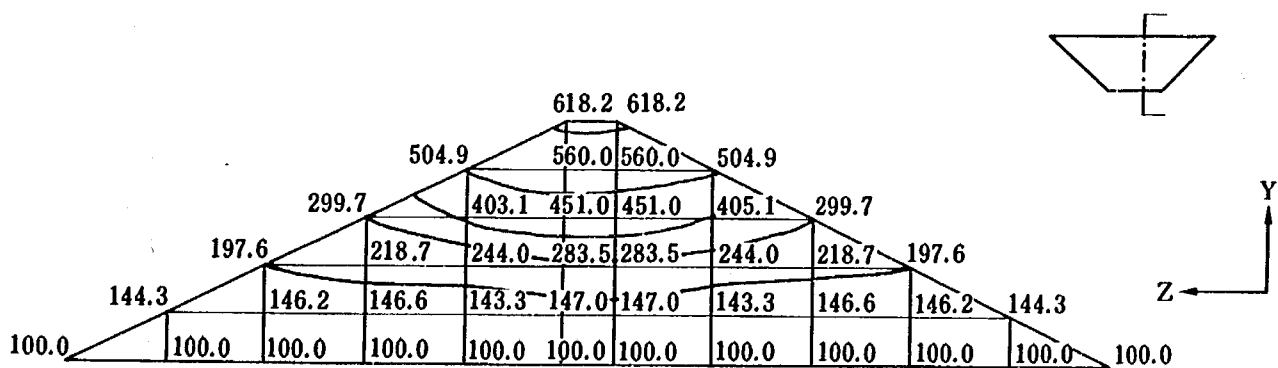
MODEL B-3

(a) 縱断面図



MODEL B-3

(b) 横断面図 (中央部)



(単位: gal)

図-3.43 最大加速度分布図 (Z成分 α_z)

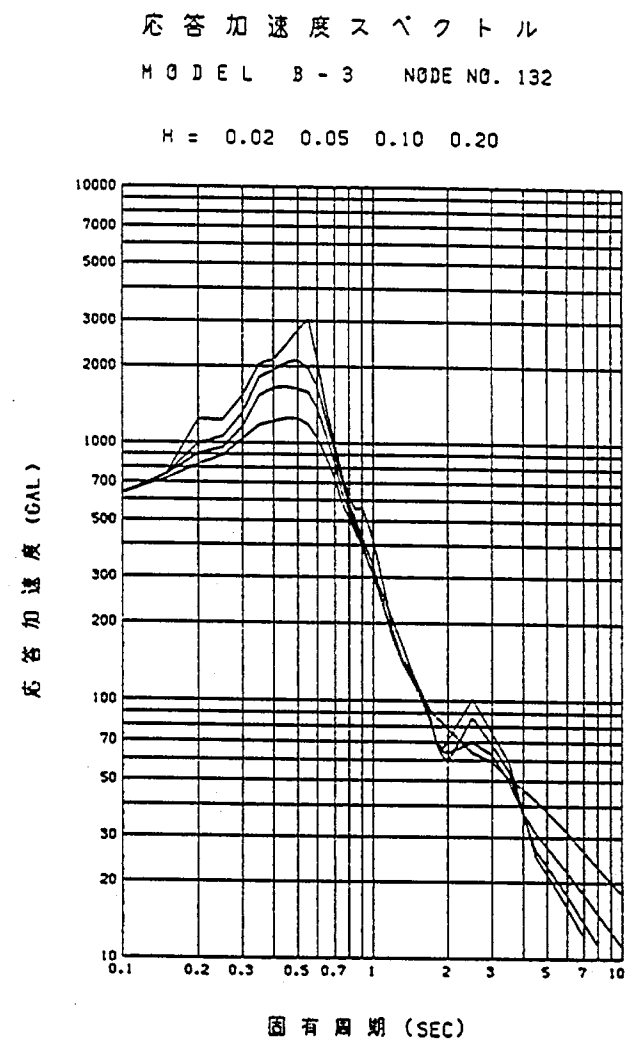
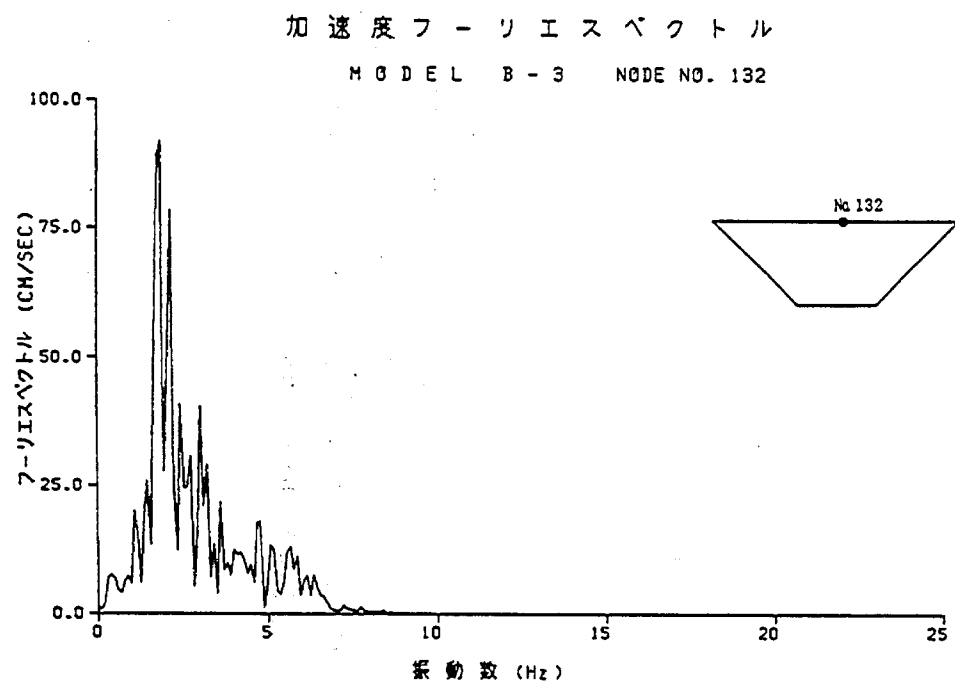
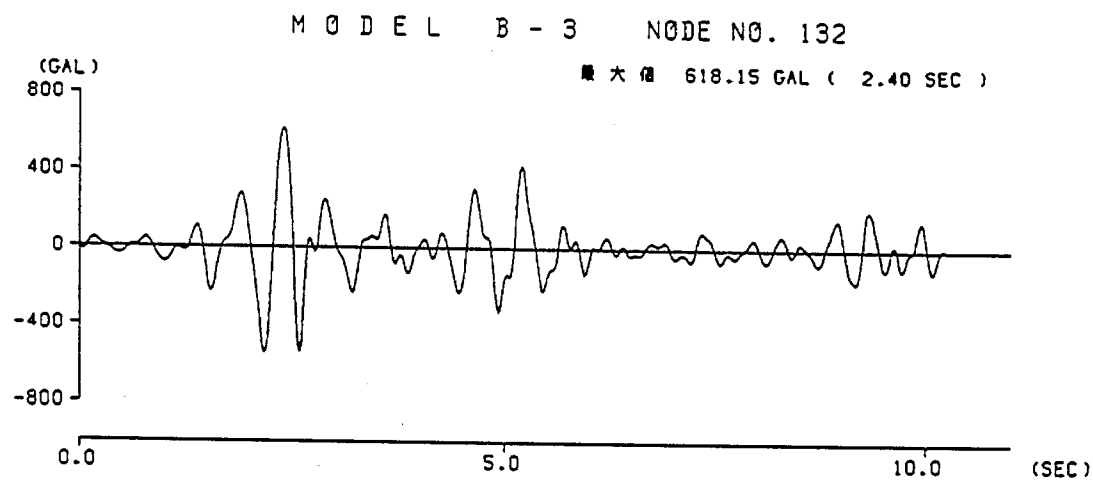
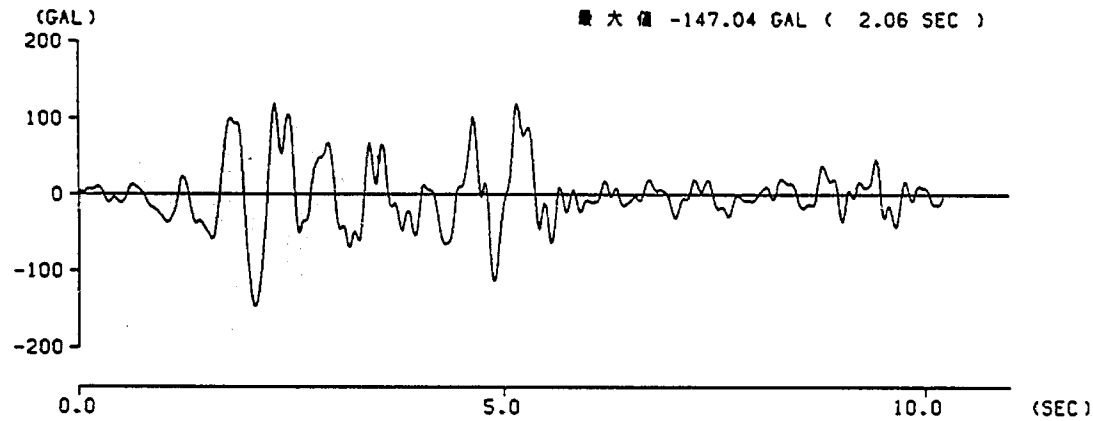


図 - 3.44 (a) 応答加速度波形特性 (節点 132)

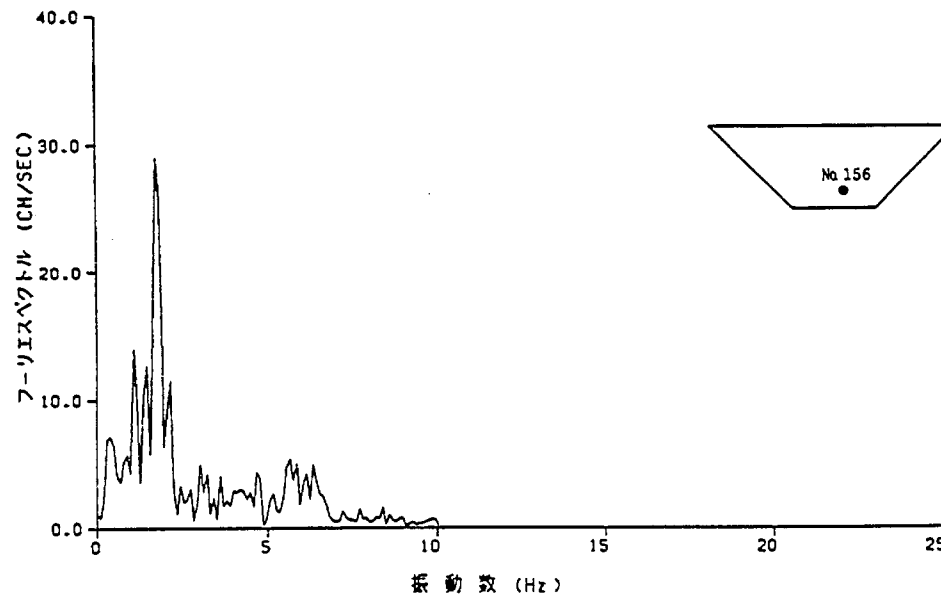
MODEL B-3 NODE NO. 156

最大値 -147.04 GAL (2.06 SEC)



加速度フーリエスペクトル

MODEL B-3 NODE NO. 156



応答加速度スペクトル

MODEL B-3 NODE NO. 156

H = 0.02 0.05 0.10 0.20

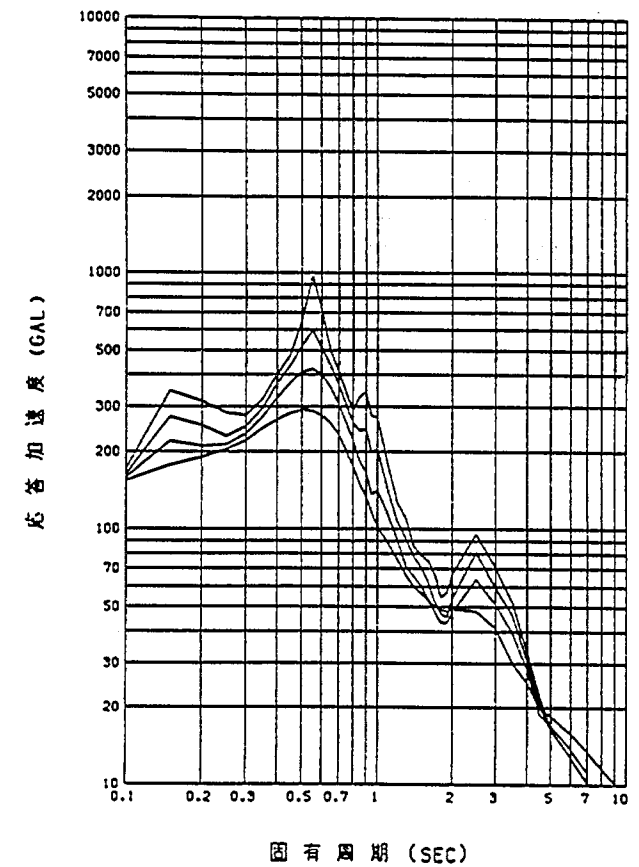
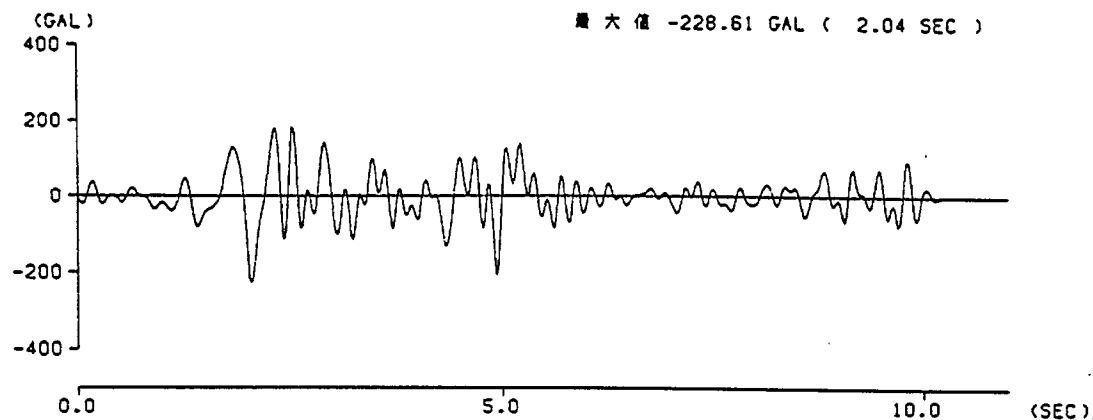


図-3.44(b) 応答加速度波形特性(節点156)

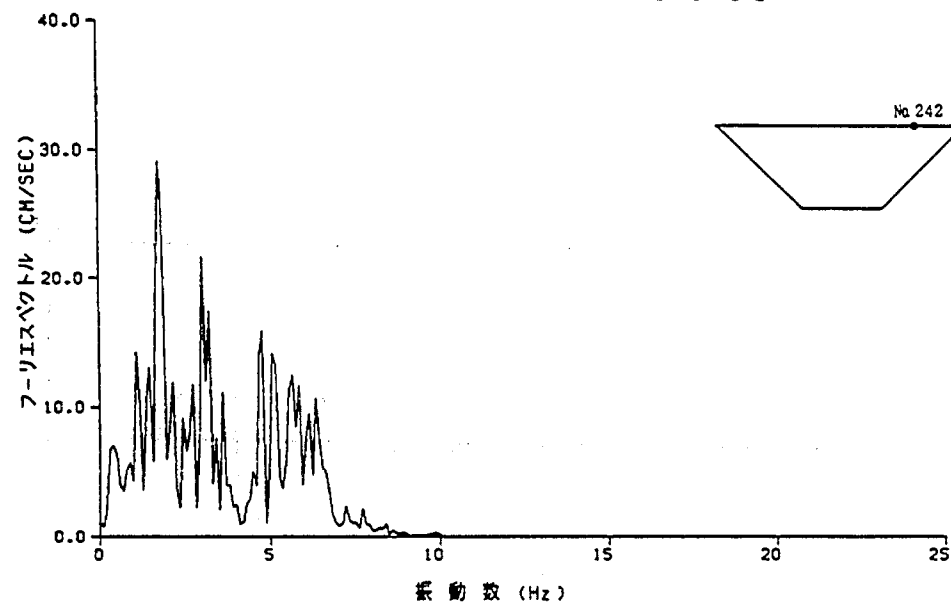
MODEL B-3 NODE NO. 242

最大値 -228.61 GAL (2.04 SEC)



加速度フーリエスペクトル

MODEL B-3 NODE NO. 242



応答加速度スペクトル

MODEL B-3 NODE NO. 242

H = 0.02 0.05 0.10 0.20

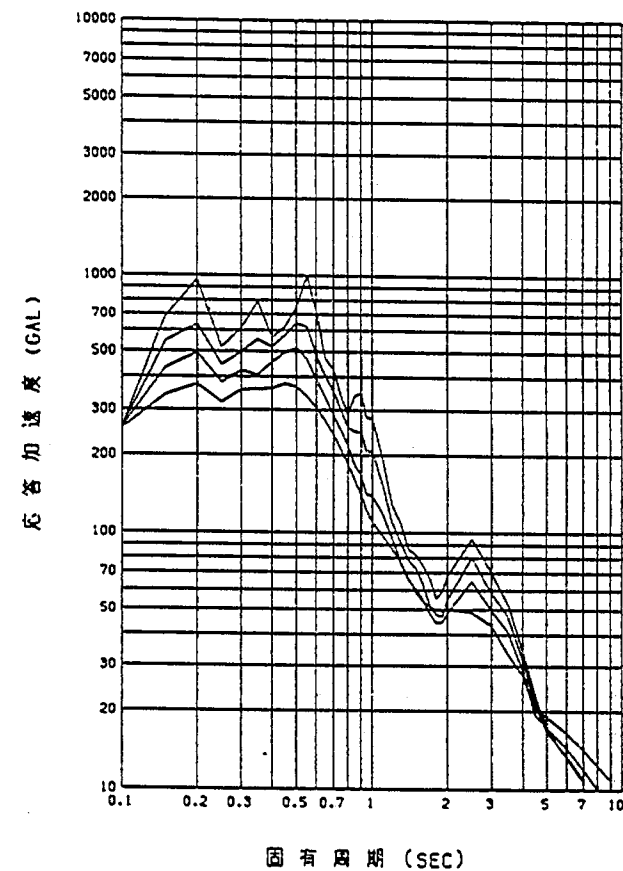


図-3.44(c) 応答加速度波形特性 (節点 242)

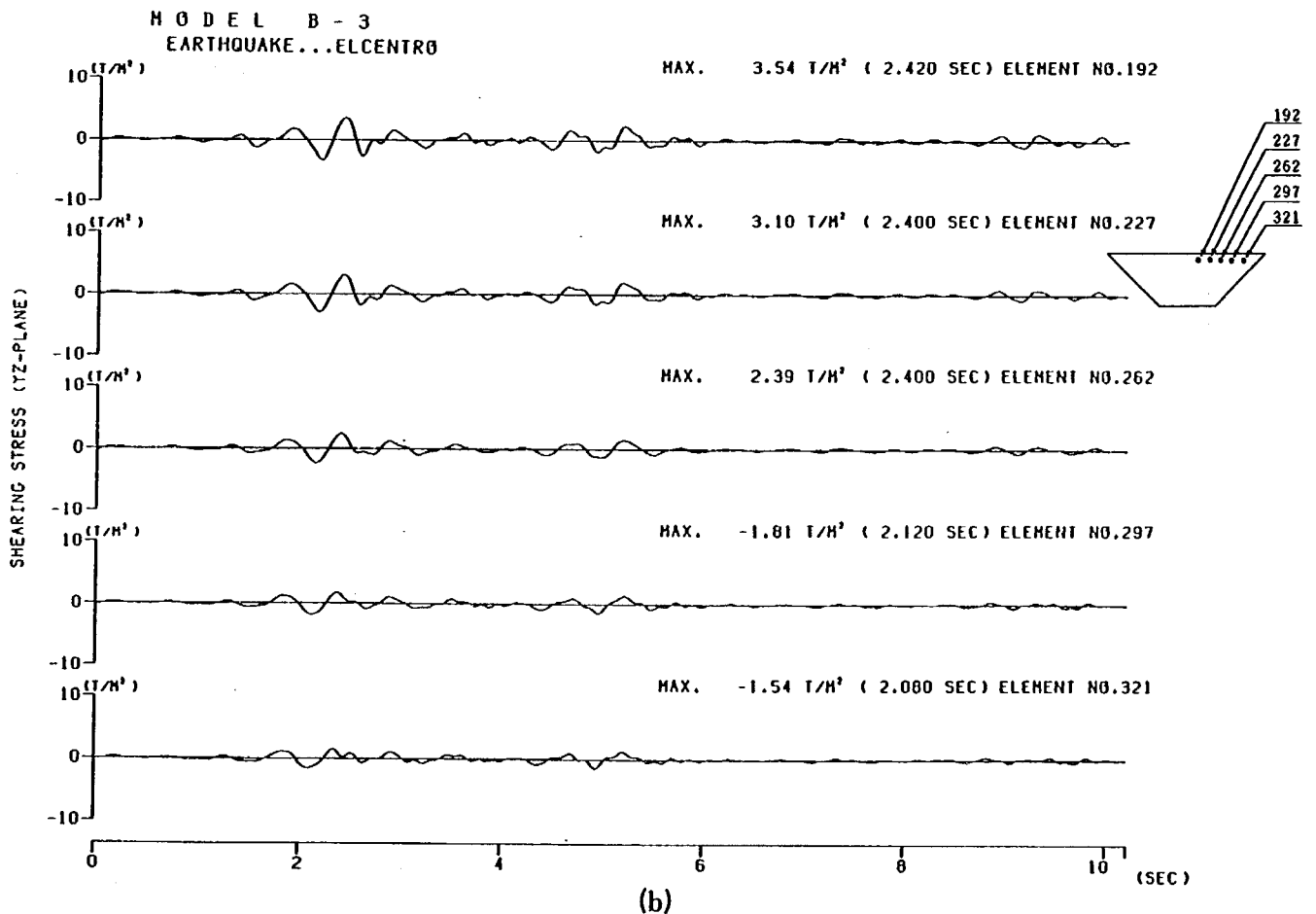
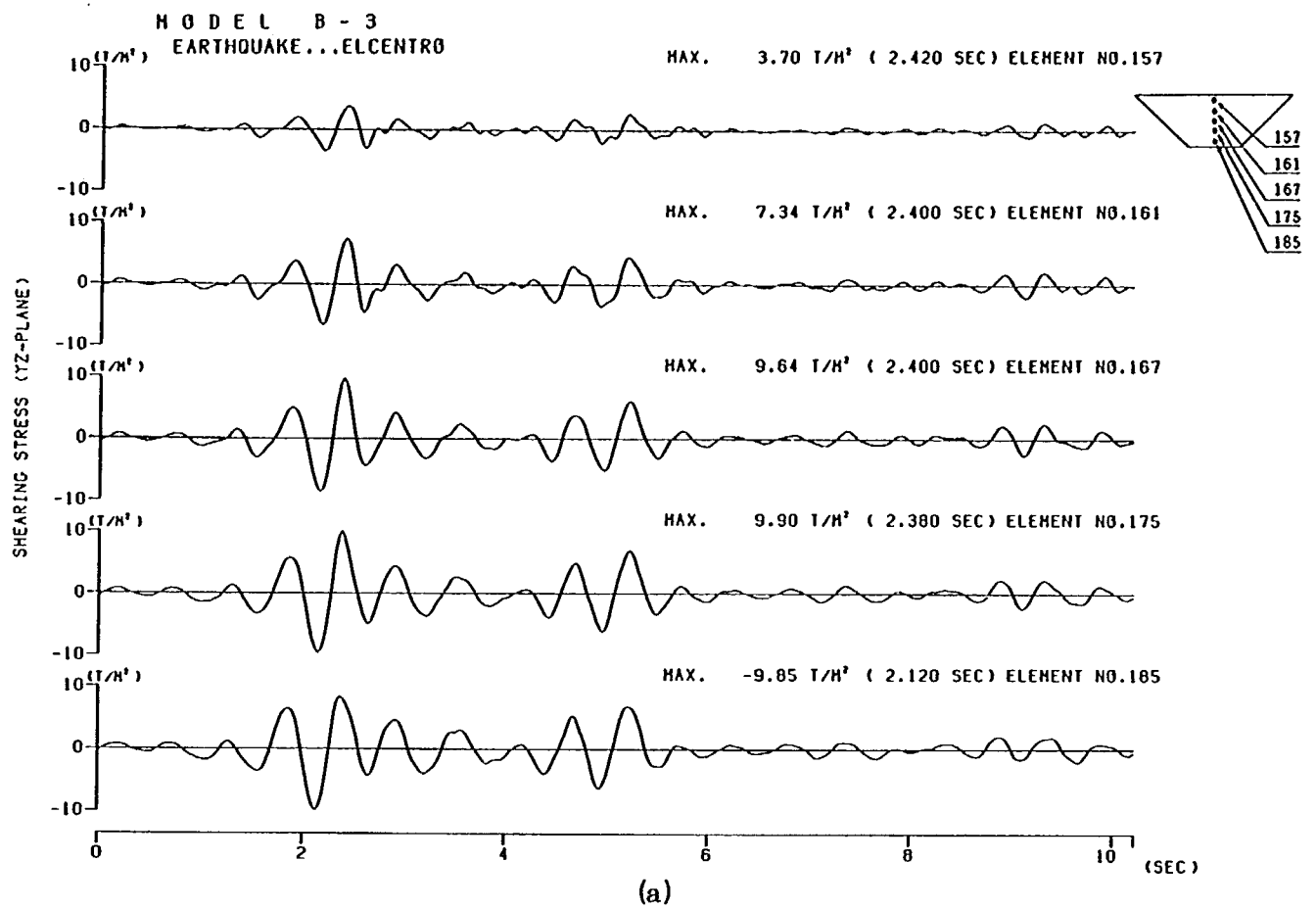


图 - 3.45 要素内応力時刻歴応答波形図 (τ_{yz}) (1)

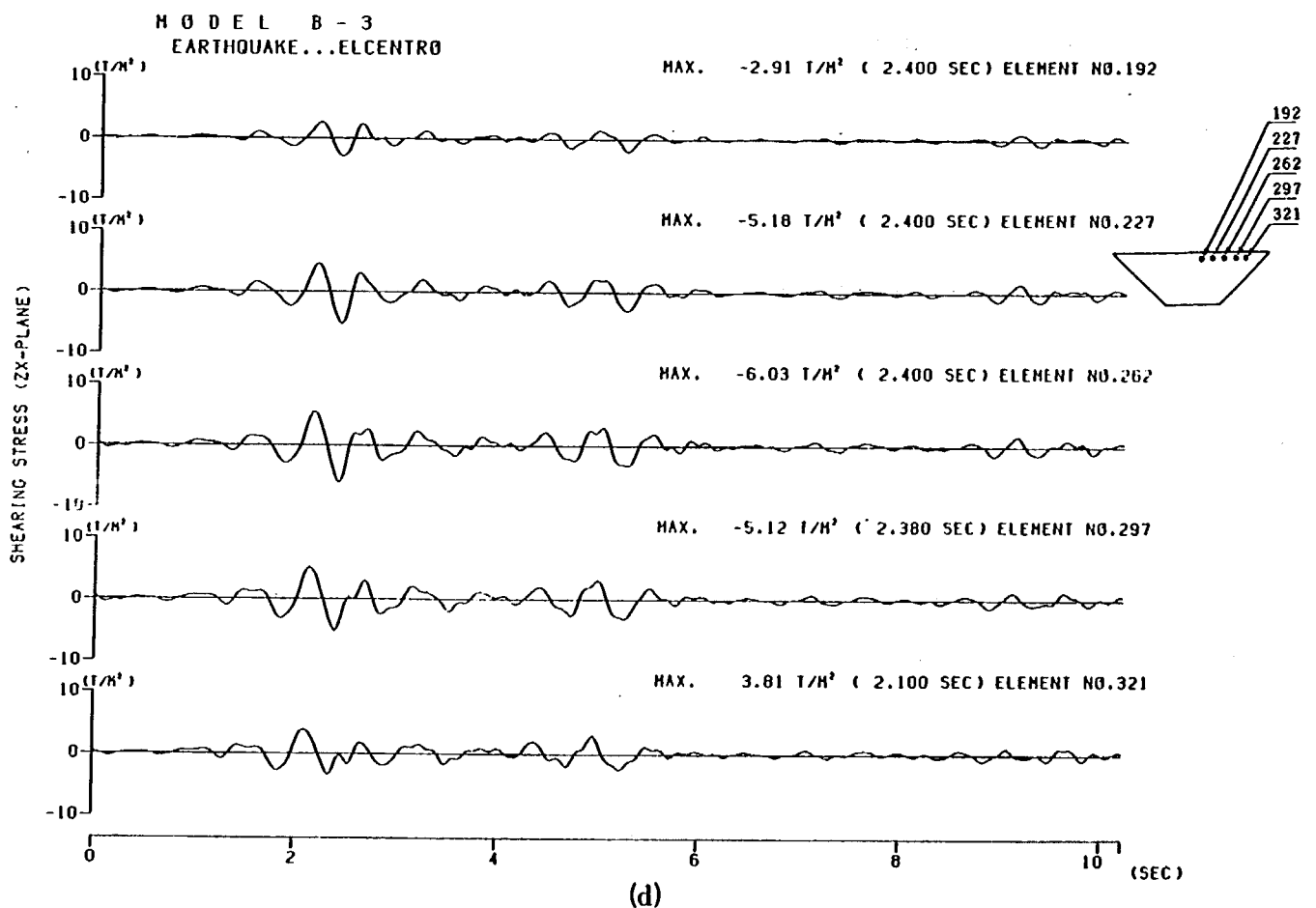
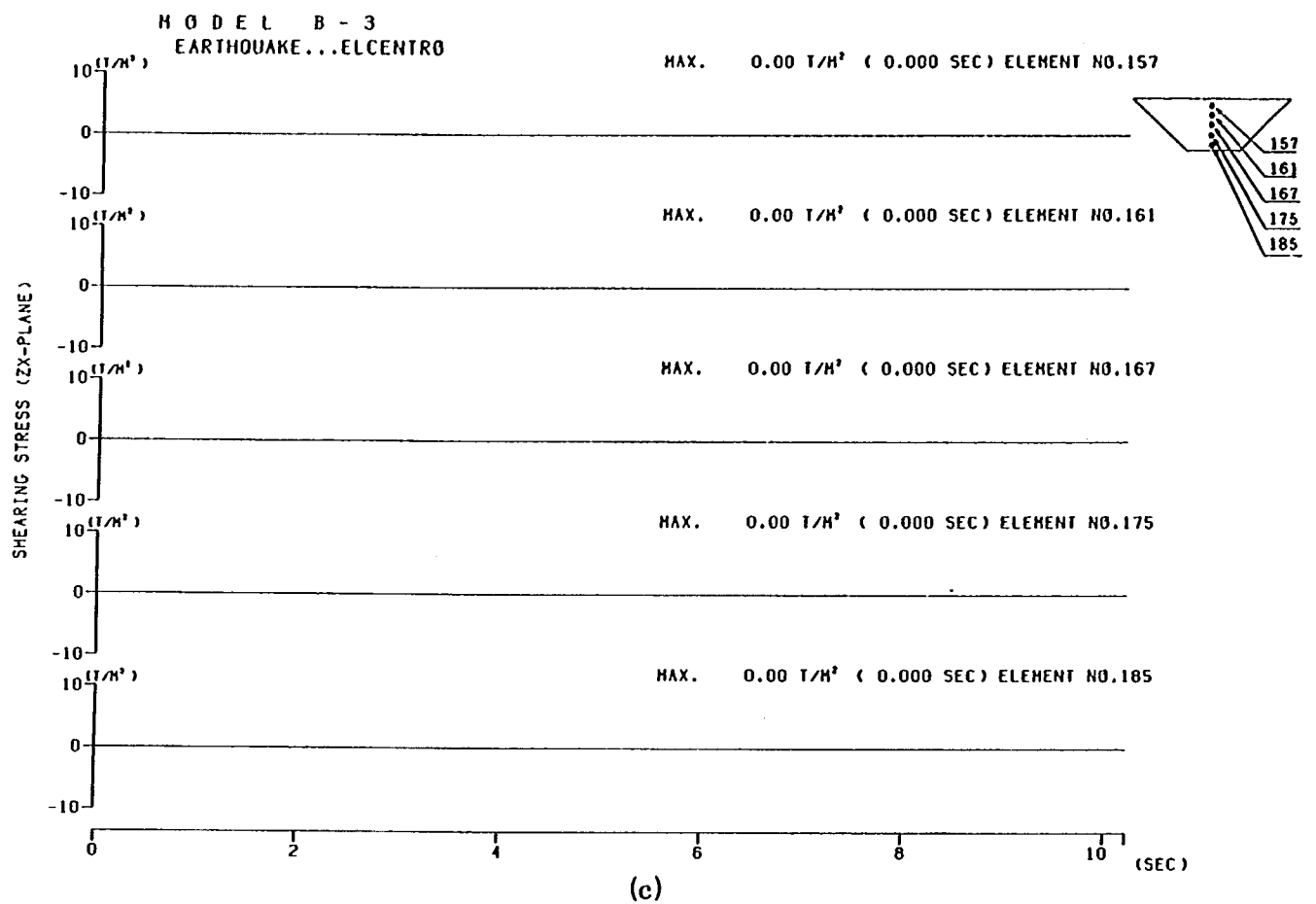
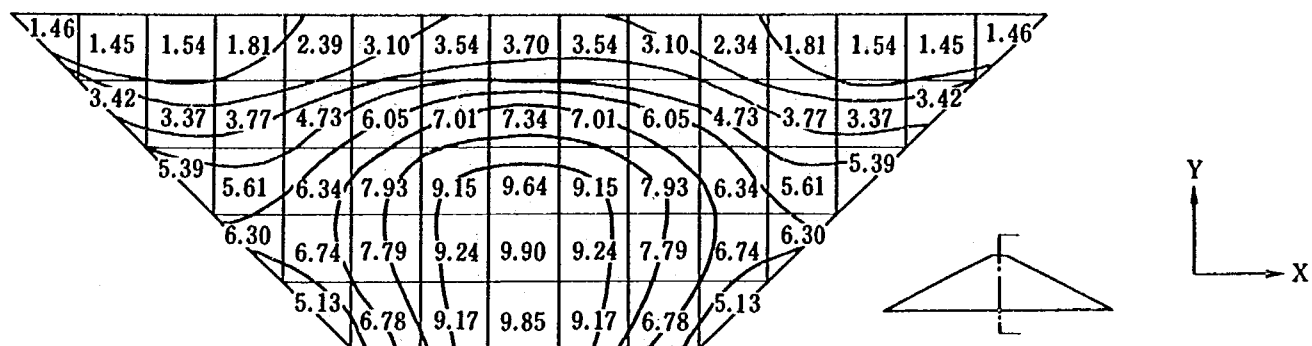


図 - 3.45 要素内応力時刻歴応答波形図 (τ_{zx}) (2)

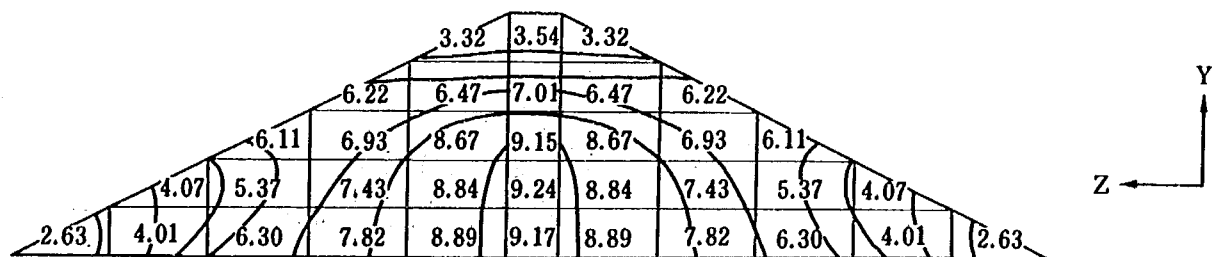
MODEL B-3

(a) 縱断面図



MODEL B-3

(b) 横断面図

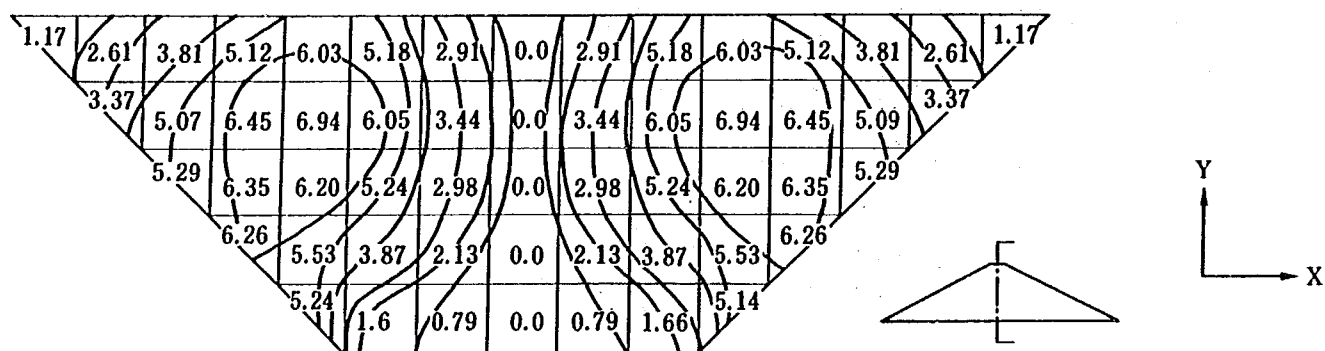


(単位: tf/m²)

図-3.46 最大応力分布図 (τ_{yz}) (1)

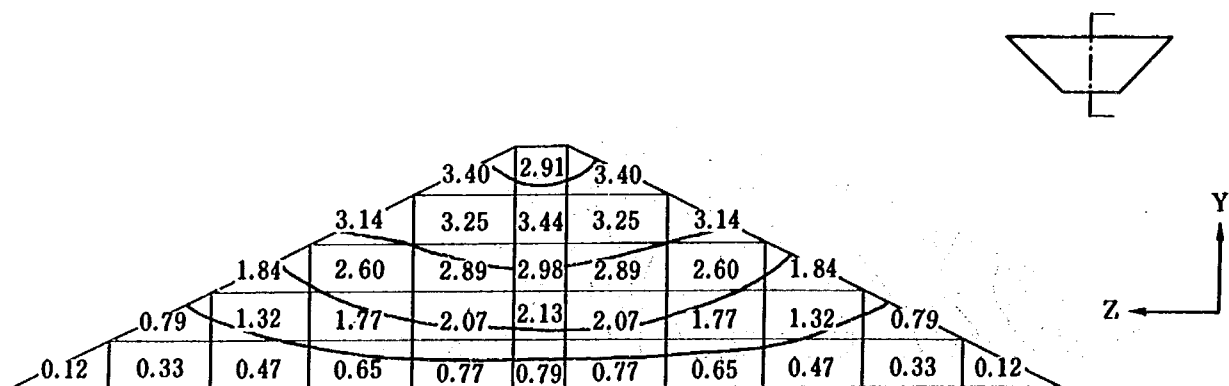
MODEL B-3

(a) 縱断面図



MODEL B-3

(b) 横断面図



(単位: tf/m²)

図-3.46 最大応力分布図 (τ_{zx}) (2)

(3) ダム形状と地震応答特性の関係

7 ケースのモデルに対して上述のような解析を実施した結果をまとめて、ダム形状と地震応答特性の関係について述べる。

まず、図-3.47は上下流方向（加振方向）の最大応答加速度を、ダム幅の異なるグループと地山勾配の異なるグループに分けて高さ方向分布とダム軸に沿った分布を示したものである。このうちまず高さ方向分布を見ると、いずれも上方ほど増幅しているが、2次元モデル（B7）よりも3次元モデル（B1～B6）の応答加速度の方が大きくなっているのが特徴的である。ダム幅との関係について見ると（a）図、必ずしもダム幅が狭いほど応答加速度が大きくなってはいない。一方、地山勾配との関係について見ると（b）図、あまりはっきりした差はない。また、ダム軸に沿った最大加速度分布を見ると、いずれもダム中央の応答が大きく、地山に取り付く辺りから小さくなっているのがわかる。以上より、応答加速度は3次元の方が大きくなるが、単純にダム幅が狭いほど大きくなる訳ではないということが言えるが、応答加速度の大きさはダム形状とダム材料の変形係数および入力地震動の周波数特性との関係によって決まるものであろうと言う事が容易に推定される。

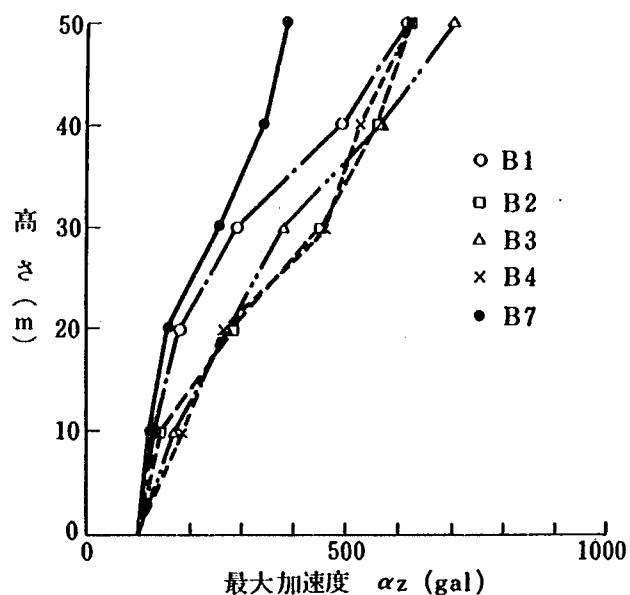
つぎに、最大相対変位について図-3.48にまとめた。同図より、ダム幅が狭いほど応答変位は小さくなることがわかる。しかし、2次元モデルに比べて常に応答変位が小さくなる訳ではないこともわかる。

図-3.49にはダム軸直交面内せん断応力（ τ_{yz} ）の高さ方向分布を示した。これによると、ダム幅が狭いB1、B2モデルでは、底部での地山拘束の程度が強いためにせん断応力が小さくなっているのがわかる。河床幅がダム高程度以上になると（B3～B6）、底部でもせん断応力が大きくなっている。また、2次元モデル（B7）に比べても大きい。

つぎに、図-3.50には水平面内せん断応力すなわちダム軸直交方向せん断応力 τ_{zx} の堤軸に沿った分布を示した。ただし、ここに示す τ_{zx} は堤頂から5m下方における応力である。まず、同図でダム中央では τ_{zx} がゼロとなっているが、これは左右対称モデルであるためである。 τ_{zx} の最大値はダム幅の広いB3の方が大きくなっている。また、最大値の発生する位置は取付地山のダム中央寄りにあることがわかる。なお、ダム幅が非常に広くなると2次元モデルに近づくが、2次元モデルでは τ_{zx} は発生しない。ただし、ダム幅が非常に広い場合でも地山の近傍ではある程度の τ_{zx} は発生するはずである。したがって、ダム幅と τ_{zx} の関係は必ずしも単純ではない。さらに、図-3.50から、地山形状が変化する付近で τ_{zx} が発生することが類推されるが、今回の解析ではそのような複雑な地山形状のダムモデルまでは扱えなかった（本来はこれが本調査の主目的の1つであった。）。したがって、今後この点に関しての検討を行ってみる必要があるだろう。また、以上述べた中では特に触れなかったが、3次元的な振動に伴うダム軸方向の引張応力にも注目する必要があるようである。つまり、地震により堤軸に生じる横断亀裂の原因として、ダム軸直交方向せん断応力とダム軸方向の引張応力の発生が考えられる。さらに、ダム軸方向引張応力はダム軸方向振動によって発生

する可能性も考えられる。したがって、これらの問題をうまく整理して検討を行っていくことが今後の課題として残される。

(a) ダム幅の異なるグループ



(b) 地山勾配の異なるグループ

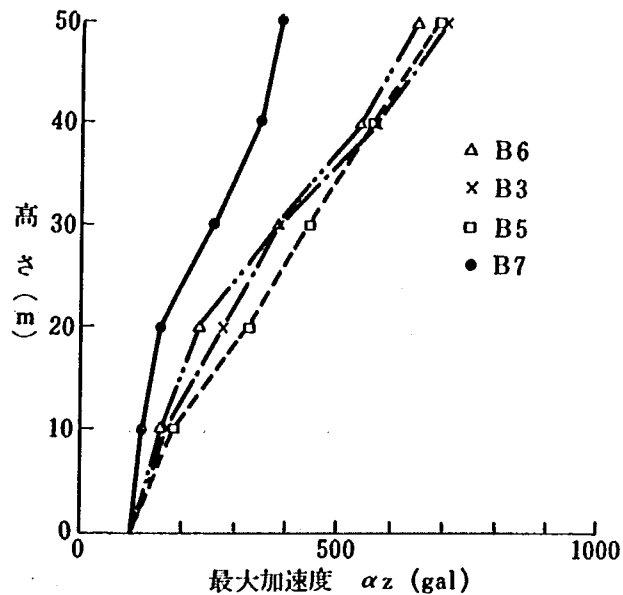


図- 3.47 上下流方向 (加振方向) 最大応答加速度(1)

(a) ダム幅の異なるグループ

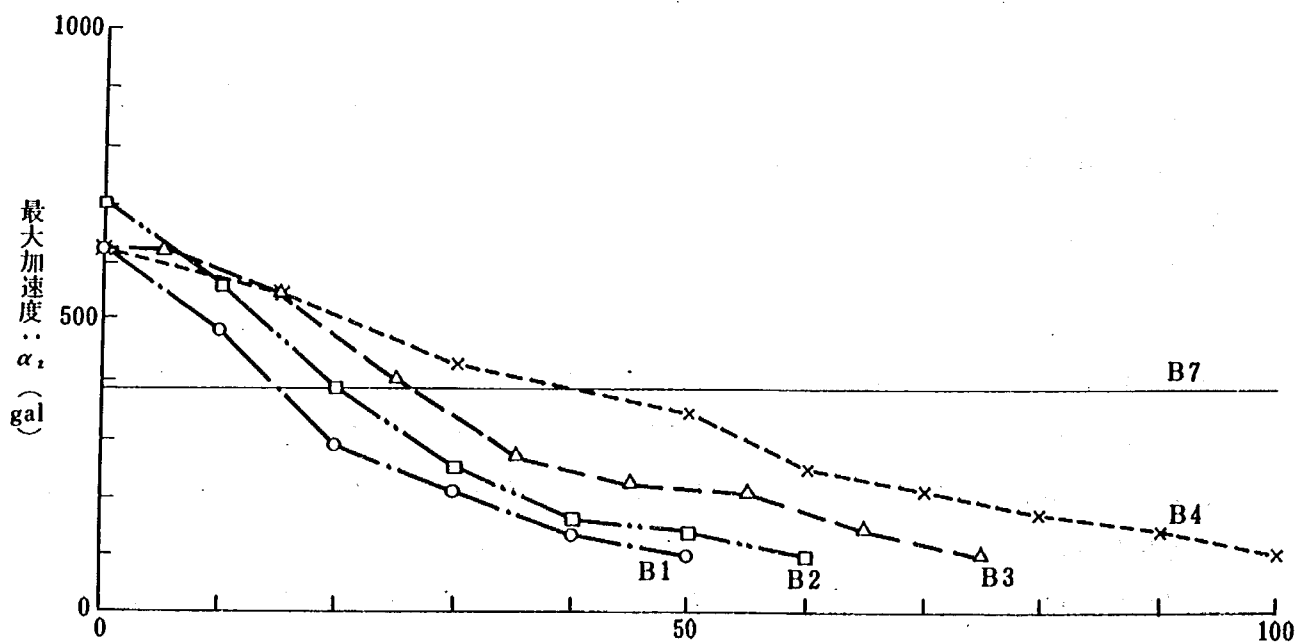


図- 3.47 上下流方向 (加振方向) 最大応答加速度(2)

(b) 地山勾配の異なるグループ

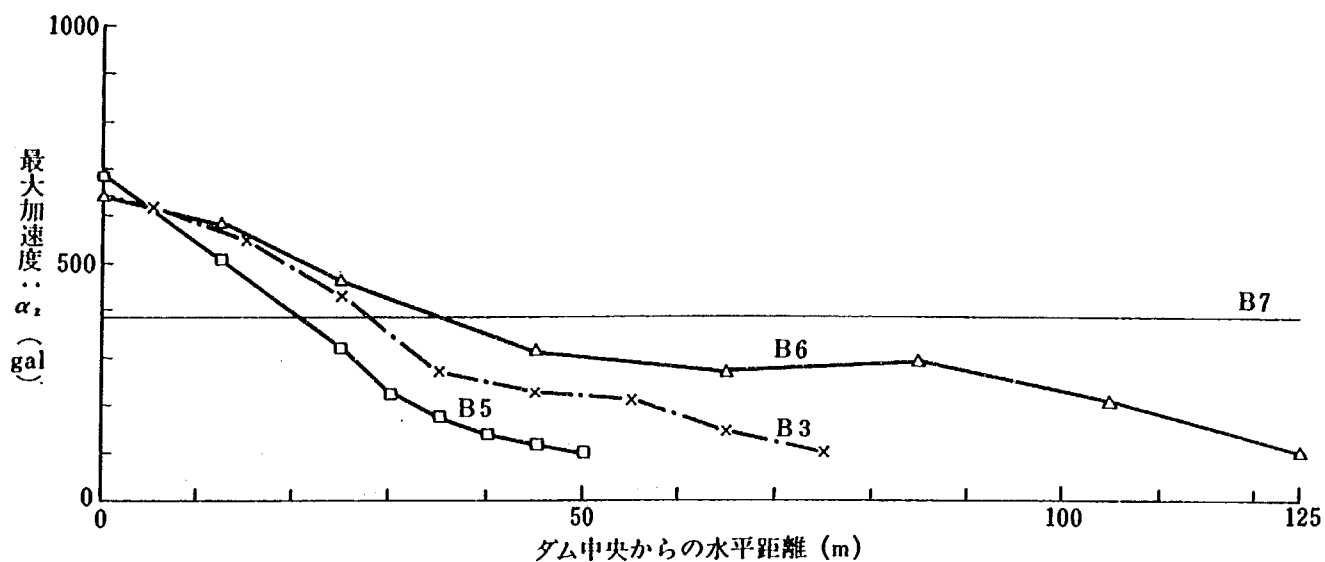
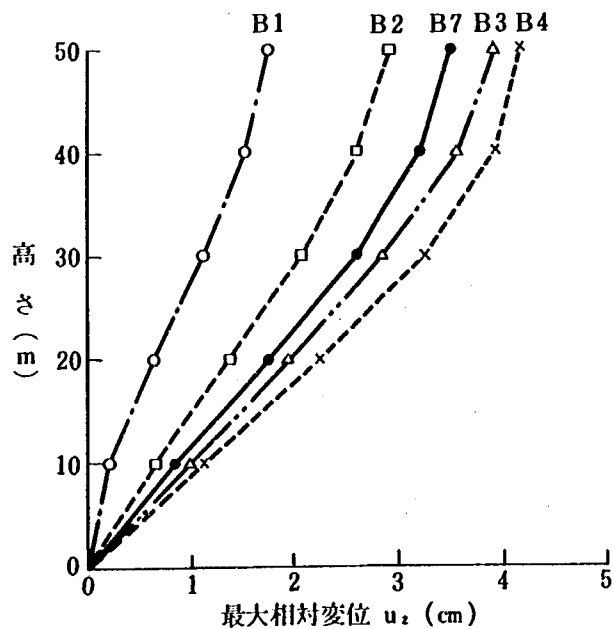


図- 3.47 上下流方向（加振方向）最大応答加速度 (3)

(a) ダム幅の異なるグループ



(b) 地山勾配の異なるグループ

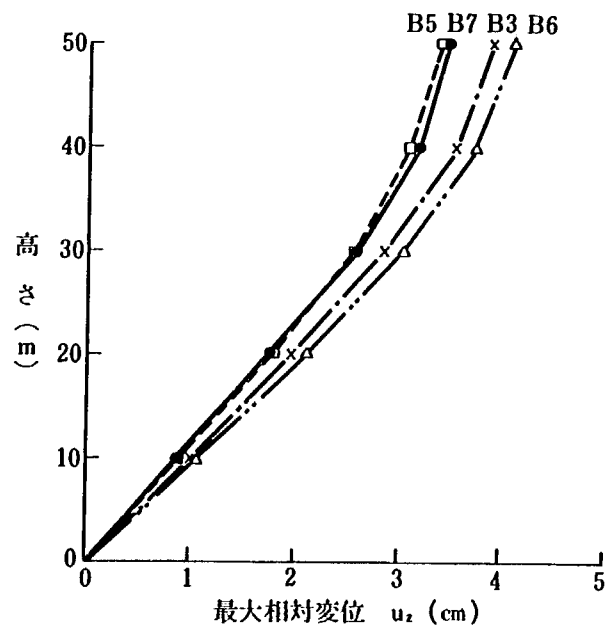


図- 3.48 上下流方向（加振方向）最大相対変位 (1)

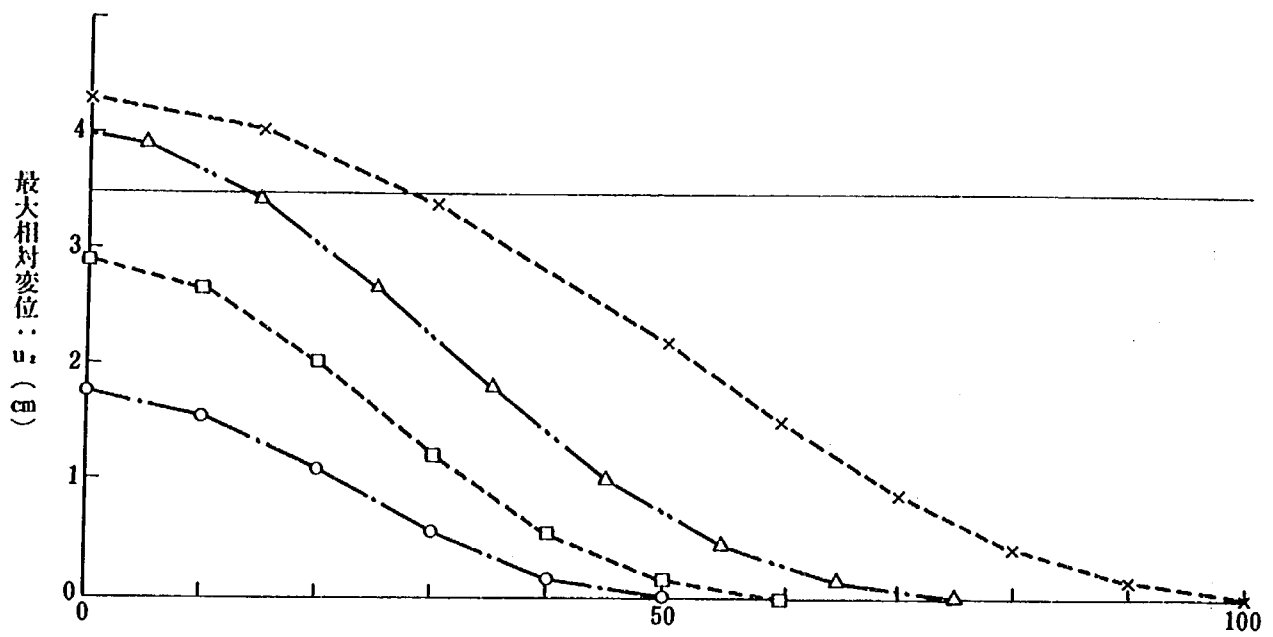


図 - 3.48 上下流方向 (加振方向) 最大相対変位 (2)

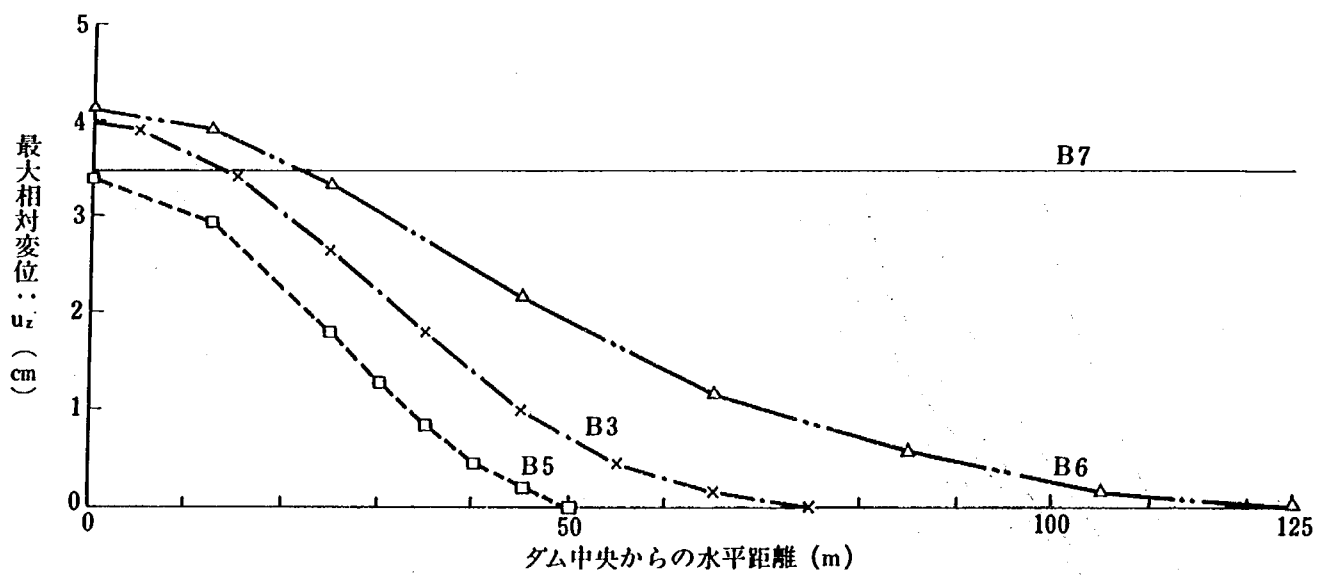


図 - 3.48 上下流方向 (加振方向) 最大相対変位 (3)

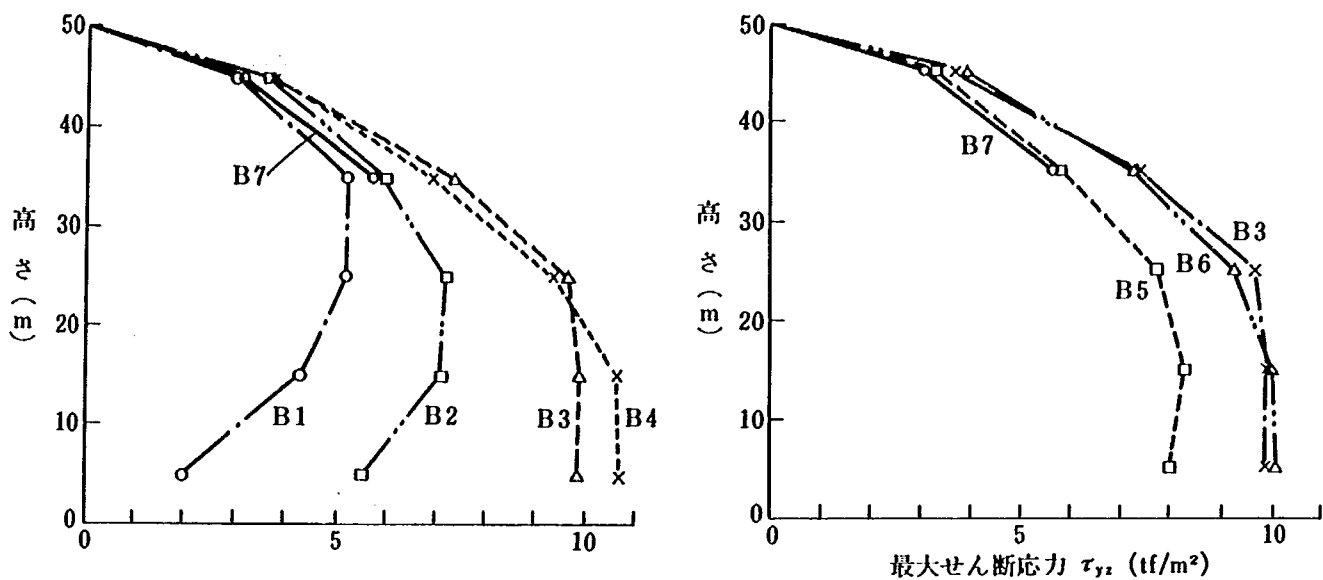


図- 3.49 ダム軸直交面内せん断応力の分布

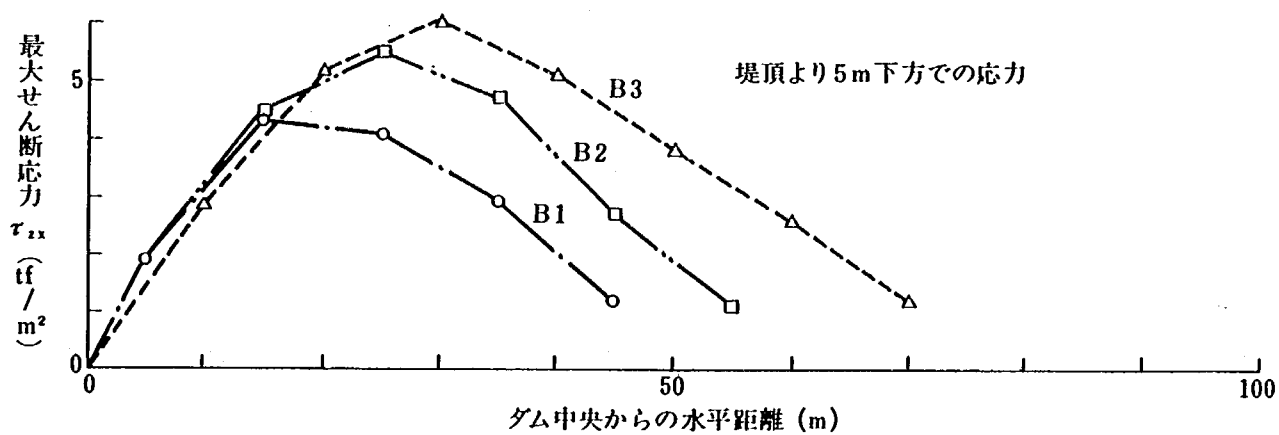


図- 3.50 水平面内せん断応力の分布

4. 全体のまとめ

本調査は、フィルダムの形状と地震時挙動特性との関係について3次元的な現象として検討を行ったものである。

ここでは、谷部に建設されたフィルダムが上下流水平方向の地震動を受けた場合の3次元的な地震応答性状を中心に検討を進めた。

そして、本報告書の第1章では、フィルダムの地震時応答性状を3次元的に把握する事の必要性を示すとともに、既往の研究事例と最近の研究動向について整理を行った。第2章では10ケースの模型振動実験の結果を示し、第3章では有限要素法による3次元地震応答解析の結果を示した。

これから、以下の事が結論として得られた。

- (1) フィルダム堤体の固有振動数は3次元的な拘束効果によって2次元的に考えた場合よりも高くなり、谷幅が狭いほど著しくなる。
- (2) 谷に拘束されたフィルダムの地震応答特性は、それを2次元的なモデルと考えた場合と比較すると、応答加速度は大きくなる場合が多いこと、相対変位は小さくなる場合が多いこと、地震時応力は大きくなる場合も小さくなる場合もあることがわかった。

すなわち、これらはフィルダム形状だけでなく、ダム材料の動的変形特性、入力地震動の振動数特性等の相互関係により支配されるものであることが推定された。

- (3) ダム軸直交方向せん断応力は、必ずしもダム幅が狭くなるほど大きくなる訳ではないこと、しかしながら、それは地山形状が急変するような所で大きくなることがわかった。

なお、今回の検討では、重要であるが（最終段階になって気付いたものもある）取り扱わなかった事項がある。これを記して今後の検討課題としたい。

- (1) 振動方向を各種変化させた場合のフィルダムの地震応答性状。
- (2) 非線形材料からなるフィルダムの地震応答特性。
- (3) フィルダムの3次元地震時挙動に特有の問題として、ダム軸直交方向せん断応力の他に、ダム軸方向引張応力に関する検討。

謝

辞

はじめに、本報告書をまとめるに当り、数々の助言を与えていただいた古賀泰之動土質研究室長に深く謝意を表します。また、本調査期間の前半において実験業務を担当された舟見清己前動土質研究室技官（現常陸工事事務所）、実験に協力いただいた建設技術研究所^(株) 伊藤、広瀬両氏他、および有限要素解析に協力いただいた富士通エフ・アイ・ピー^(株) 藤原嗣哲氏にもあわせて謝意を表します。

参 考 文 献

(第 1 章)

- 1) Sherard, J.L., Woodward, R.J., Gizienski, S.F. and Clevenger, W.A. (1963): *Earth and Earth-Rock Dams*, John Wiley & Sons Inc, New York. (河上房義監訳, 長沢敏夫, 高橋秀雄, 加藤昭, 向井清孝共訳: アースダムとアースロックダム, pp. 86~87, 1972.)
- 2) 岡本舜三 (1971): 耐震工学, オーム社, p. 370.
- 3) Ohmachi, T. and Yokoyama, H. (1983): *An Iterative Method for Seismic Stability Analysis of Three Dimensional Earth Dams, Soils and Foundations*, Vol. 23, No 2, pp. 155 ~ 164.
- 4) Ohmachi, T. and Momenzadeh, M. (1984): *Impulsive Failure Experiments on V-shaped Sloping Embankment Models, Soils and Foundations*, Vol. 24, No 4, pp. 49~57.
- 5) 松村孫治 (1934): 地震動による土堰堤の変形, 内務省土木試験所報告, 第28号.
- 6) Mononobe, N., Takata, A. and Matsumura, M. (1936): *Seismic Stability of the Earth Dam*, Transactions, Vol. 4, 2nd ICOLD, Washington, D. C.
- 7) 畑野正 (1949): 重力堰堤に作用する地震力の影響, 昭和 22, 23 年度土木学会論文集,
- 8) 畑野正 (1951): 寒天模型による重力ダムの振動実験, 土木学会誌, 第 36 号.
- 9) 畑中元弘 (1952): 土堰堤の振動に関する 3 次元考察, 土木学会誌, 第 37 巻, 第 9 号, pp. 423~428.
- 10) Hatanaka, M. (1955): *Fundamental Considerations on the Earthquake Resistant Properties of the Earth Dam*, Bulletin No 11, Disaster Prevention Research Institute, Kyoto University.
- 11) Minami, I. (1960): *A Consideration on Earthquakeproof Design Method of Earth Dam*, Proc. 2nd WCEE, Vol. III, pp. 2061~2074.
- 12) Okamoto, S., Tamura, C., Kato, K. and Otawa, M. (1967): *Dynamic Behavior of Earth Dam During Earthquake*, Trans. 9th ICOLD, Vol. IV, Q. 35, pp. 111~122.
- 13) 林正夫, 北原義浩, 駒田広也 (1971): 連続体の三次元震動の解析 (ロックフィルダムの二次元震動と三次元震動の比較), 電力中央研究所技術第二研究所報告, 研究報告 71013.
- 14) 東京電力技術開発研究所 (1976): ロックフィルダムの振動特性の調査解析 (大野ダムの耐震性の調査解析), 研究報告 - 4021.
- 15) 同 上 (1977): ロックフィルダムの振動特性の調査解析「高瀬ダム 3 次元模型振動実験結果について」, 研究報告 - 7103.
- 16) 同 上 (1978): ロックフィルダムの振動特性の調査解析 玉原ダム 3 次元模型振動実験結果について

- 17) 貞弘文佳 (1978) : 小型振動台によるフィルダムの三次元弾性振動実験, 水資源開発公団試験所, 第一試験課報告
- 18) 大槻光雄, 大藪勝美, 小野寺亀太郎 (1979) : フィルダムの耐震性に関する研究, 水資源開発公団試験所, 第一試験課報告, 第 7805 号, pp. 225 ~ 242.
- 19) Ohmachi, T. (1981) : Analysis of Dynamic Shear Strain Distributed in Three Dimensional Earthdam Models, Proc. Int. Conf. on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, Vol. 1, pp. 450 ~ 464.
- 20) 大町達夫, 時松孝次 (1982) : 3 次元のフィルダムの振動解析のための実用的モデル, 土木学会論文報告集, 第 328 号, pp. 31 ~ 40.
- 21) 大町達夫, 時松孝次 (1983) : フィルダムの実用的 3 次元地震応答解析手法の定式化, 土木学会論文報告集, 第 333 号, pp. 71 ~ 80.
- 22) 安中正実 (1984) : 深田ダムの動弾性模型実験によるフィルダムの三次元的動特性, 農業土木試験場技報, 第 159 号 (C E - 2), pp. 1 ~ 8.
- 23) Ambraseys, N. N. (1960) : On the Seismic Behaviour of Earth Dams, Proc. 2nd WCEE, Vol. 1, pp. 331 ~ 358.
- 24) Ambraseys, N. N. (1960) : The Seismic Stability of Earth Dams, Proc. 2nd WCEE, Vol. II, pp. 1345 ~ 1363.
- 25) Ambraseys, N. N. (1960) : On the Shear Response of a Two-Dimensional Truncated Wedge Subjected to an Arbitrary Disturbance, Bull. Seism. Soc. Amer., Vol. 50, pp. 45 ~ 46.
- 26) Lefebvre, G., Duncan, J. M. and Wilson, E. L. (1973) : Three-Dimensional Finite Element Analysis of Dams, JSMFD, Proc. ASCE, Vol. 99, No SM 7, pp. 495 ~ 507.
- 27) Abdel-Ghaffar, A. M. and Scott, R. F. (1979) : Shear Moduli and Damping Factors of Earth Dam, JGED, Proc. ASCE, Vol. 105, No GT 12, pp. 1405 ~ 1426.
- 28) Abdel-Ghaffar, A. M. (1981) : Longitudinal Seismic Behavior of Earth Dams, Proc. 10 th ICSMFE, pp. 407 ~ 412.
- 29) Abdel-Ghaffar, A. M. and Scott, R. F. (1981) : Vibration Tests of Full Scale Earth Dam, JGED, Proc. ASCE, Vol. 107, No GT 3, pp. 241 ~ 269.
- 30) Abdel-Ghaffar, A. M. and Scott, R. F. (1981) : Comparative Study of Dynamic Response of Earth Dam, JGED, Proc. ASCE, Vol. 107, No GT 3, pp. 271 ~ 286.
- 31) Gazetas, G (1981) : Longitudinal Vibrations of Embankment Dams, JGED, Proc. ASCE, Vol. 107, No GT 1, pp. 21 ~ 40.
- 32) Kagawa, T., Mejia, L. H., Seed, H. B. and Lysmer, J. (1981) : TLUSH : A Computer Program for the Three-Dimensional Dynamic Analysis of Earth Dams, Report No UCB / EERC - 81/ 14, Univ. of California.

- 33) Mejia, L.H. and Seed, H.B. (1981) : Three Dimensional Dynamic Response Analysis of Earth Dams, Report No UCB/EERC-81/15, Univ. of California.
- 34) Makdisi, F.I., Kagawa, T. and Seed, H.B. (1982) : Seismic Response of Earth Dams in Triangular Canyons, JGED, Proc. ASCE, Vol. 108, No GT 10, pp. 1328~1337.
- 35) Mejia, L.H., Seed, H.B. and Lysmer, J. (1982) : Dynamic Analysis of Earth Dams in Three Dimensions, JGED, Proc. ASCE, Vol. 108, No GT 12, pp. 1586~1604.
- 36) 土木学会編 (1973) : 地震応答解析と実例, p. 262.
- 37) Clough, R.W. and Chopra, A.K. (1966) : Earthquake Stress Analysis in Earth Dams Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol. 2, No EM 2.
- 38) Lefebvre, G., Duncan, J.M. and Wilson, E.L. (1973) : Three-Dimensional Finite Element Analysis of Dams, Journal of the Soil Mechanics and Foundation Engineering Division, ASCE, Vol. 99, No SM 7, pp. 495~507.
- 39) Keightley, W.O. (1966) : Vibration Characteristics of an Earth Dam, Bull. of the Seism. Soc. of Amer., Vol. 56, pp. 1207~1226.
- 40) Prevost, J.H., Abdel-Ghaffar, A.M. and Lacy, S.J. (1985) : Nonlinear Dynamic Analyses of an Earth Dam, Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 111, No 7, pp. 882~897.
- 41) 松尾修, 佐々木康, 舟見清己 (1981) : 断面性状が急変するフィルダム堤体の模型振動実験, 土木学会年次学術講演会講演概要集 第1部, pp. 551~552.
- 42) 松尾修, 佐々木康 (1982) : 断面性状が急変するフィルダム堤体の模型振動実験 (続報), 土木学会年次学術講演会講演概要集 第3部, pp. 73~74.
- 43) 松尾修 (1983) : フィルダムの3次元挙動に関する実験的検討, 第22回土木研究所研究発表会資料, pp. 111~114.
- 44) 岡本舜三 (1967) : 建設技術者のための振動学, オーム社, p. 82.
- 45) 小坪清真 (1973) : 土木振動学, 森北出版, pp. 175~177.

付 属 資 料

本資料は、下記文献の一部を和訳したものである。

Kagawa, T., Mejia, L. H., Seed, H. B. and Lysmer, J. (1981)

: TLUSH: A Computer Program for the Three - Dimensional

Dynamic Analysis of Earth Dams, Report No. UCB/EERC-

81/14, Univ. of California.

10

10

100

1998, 1999, 2000, 2001, 2002, 2003, 2004, 2005, 2006, 2007, 2008, 2009, 2010, 2011, 2012, 2013, 2014, 2015, 2016, 2017, 2018, 2019, 2020, 2021, 2022, 2023, 2024, 2025, 2026, 2027, 2028, 2029, 2030, 2031, 2032, 2033, 2034, 2035, 2036, 2037, 2038, 2039, 2040, 2041, 2042, 2043, 2044, 2045, 2046, 2047, 2048, 2049, 2050, 2051, 2052, 2053, 2054, 2055, 2056, 2057, 2058, 2059, 2060, 2061, 2062, 2063, 2064, 2065, 2066, 2067, 2068, 2069, 2070, 2071, 2072, 2073, 2074, 2075, 2076, 2077, 2078, 2079, 2080, 2081, 2082, 2083, 2084, 2085, 2086, 2087, 2088, 2089, 2090, 2091, 2092, 2093, 2094, 2095, 2096, 2097, 2098, 2099, 2100, 2101, 2102, 2103, 2104, 2105, 2106, 2107, 2108, 2109, 2110, 2111, 2112, 2113, 2114, 2115, 2116, 2117, 2118, 2119, 2120, 2121, 2122, 2123, 2124, 2125, 2126, 2127, 2128, 2129, 2130, 2131, 2132, 2133, 2134, 2135, 2136, 2137, 2138, 2139, 2140, 2141, 2142, 2143, 2144, 2145, 2146, 2147, 2148, 2149, 2150, 2151, 2152, 2153, 2154, 2155, 2156, 2157, 2158, 2159, 2160, 2161, 2162, 2163, 2164, 2165, 2166, 2167, 2168, 2169, 2170, 2171, 2172, 2173, 2174, 2175, 2176, 2177, 2178, 2179, 2180, 2181, 2182, 2183, 2184, 2185, 2186, 2187, 2188, 2189, 2190, 2191, 2192, 2193, 2194, 2195, 2196, 2197, 2198, 2199, 2200, 2201, 2202, 2203, 2204, 2205, 2206, 2207, 2208, 2209, 2210, 2211, 2212, 2213, 2214, 2215, 2216, 2217, 2218, 2219, 2220, 2221, 2222, 2223, 2224, 2225, 2226, 2227, 2228, 2229, 2230, 2231, 2232, 2233, 2234, 2235, 2236, 2237, 2238, 2239, 2240, 2241, 2242, 2243, 2244, 2245, 2246, 2247, 2248, 2249, 2250, 2251, 2252, 2253, 2254, 2255, 2256, 2257, 2258, 2259, 2260, 2261, 2262, 2263, 2264, 2265, 2266, 2267, 2268, 2269, 2270, 2271, 2272, 2273, 2274, 2275, 2276, 2277, 2278, 2279, 2280, 2281, 2282, 2283, 2284, 2285, 2286, 2287, 2288, 2289, 2290, 2291, 2292, 2293, 2294, 2295, 2296, 2297, 2298, 2299, 2300, 2301, 2302, 2303, 2304, 2305, 2306, 2307, 2308, 2309, 2310, 2311, 2312, 2313, 2314, 2315, 2316, 2317, 2318, 2319, 2320, 2321, 2322, 2323, 2324, 2325, 2326, 2327, 2328, 2329, 2330, 2331, 2332, 2333, 2334, 2335, 2336, 2337, 2338, 2339, 2340, 2341, 2342, 2343, 2344, 2345, 2346, 2347, 2348, 2349, 2350, 2351, 2352, 2353, 2354, 2355, 2356, 2357, 2358, 2359, 2360, 2361, 2362, 2363, 2364, 2365, 2366, 2367, 2368, 2369, 2370, 2371, 2372, 2373, 2374, 2375, 2376, 2377, 2378, 2379, 2380, 2381, 2382, 2383, 2384, 2385, 2386, 2387, 2388, 2389, 2390, 2391, 2392, 2393, 2394, 2395, 2396, 2397, 2398, 2399, 2400, 2401, 2402, 2403, 2404, 2405, 2406, 2407, 2408, 2409, 2410, 2411, 2412, 2413, 2414, 2415, 2416, 2417, 2418, 2419, 2420, 2421, 2422, 2423, 2424, 2425, 2426, 2427, 2428, 2429, 2430, 2431, 2432, 2433, 2434, 2435, 2436, 2437, 2438, 2439, 2440, 2441, 2442, 2443, 2444, 2445, 2446, 2447, 2448, 2449, 2450, 2451, 2452, 2453, 2454, 2455, 2456, 2457, 2458, 2459, 2460, 2461, 2462, 2463, 2464, 2465, 2466, 2467, 2468, 2469, 2470, 2471, 2472, 2473, 2474, 2475, 2476, 2477, 2478, 2479, 2480, 2481, 2482, 2483, 2484, 2485, 2486, 2487, 2488, 2489, 2490, 2491, 2492, 2493, 2494, 2495, 2496, 2497, 2498, 2499, 2500, 2501, 2502, 2503, 2504, 2505, 2506, 2507, 2508, 2509, 2510, 2511, 2512, 2513, 2514, 2515, 2516, 2517, 2518, 2519, 2520, 2521, 2522, 2523, 2524, 2525, 2526, 2527, 2528, 2529, 2530, 2531, 2532, 2533, 2534, 2535, 2536, 2537, 2538, 2539, 2540, 2541, 2542, 2543, 2544, 2545, 2546, 2547, 2548, 2549, 2550, 2551, 2552, 2553, 2554, 2555, 2556, 2557, 2558, 2559, 2560, 2561, 2562, 2563, 2564, 2565, 2566, 2567, 2568, 2569, 2570, 2571, 2572, 2573, 2574, 2575, 2576, 2577, 2578, 2579, 2580, 2581, 2582, 2583, 2584, 2585, 2586, 2587, 2588, 2589, 2590, 2591, 2592, 2593, 2594, 2595, 2596, 2597, 2598, 2599, 2600, 2601, 2602, 2603, 2604, 2605, 2606, 2607, 2608, 2609, 2610, 2611, 2612, 2613, 2614, 2615, 2616, 2617, 2618, 2619, 2620, 2621, 2622, 2623, 2624, 2625, 2626, 2627, 2628, 2629, 2630, 2631, 2632, 2633, 2634, 2635, 2636, 2637, 2638, 2639, 2640, 2641, 2642, 2643, 2644, 2645, 2646, 2647, 2648, 2649, 2650, 2651, 2652, 2653, 2654, 2655, 2656, 2657, 2658, 2659, 2660, 2661, 2662, 2663, 2664, 2665, 2666, 2667, 2668, 2669, 2670, 2671, 2672, 2673, 2674, 2675, 2676, 2677, 2678, 2679, 26

(continued from page 6)

100001-100002

UNITED STATES OF AMERICA

THE UNIVERSITY OF CHICAGO

242

1. ま え が き

地震動を受けるアースダムの応答および安定性を評価する解析手法のここ 20 年間における開発の進歩はまことに目ざましいものである。

耐震性解析における最近の手法は、Seed ら (1973) により提案された以下に示す手順により構成されている。

1. 地震前におけるダム堤体および基礎地盤内部の初期応力の決定。
2. そのダムが受けるであろう地震動の特性の決定。
3. 選定された地震動に対するダム堤体および基礎地盤の応答の算定。
4. ダム堤体および基礎地盤を構成する材料のうちのいくつかの代表的なサンプルにおける、室内実験あるいは経験則にもとづく動的応答応力の決定。
5. 全体変形およびダム堤体の安定性の評価。

FEM は、不規則な幾何構造、一様でない材料特性および仮想的な境界条件等を容易に取り扱うことができることから、現在利用可能な、アースダムの動的応答解析手法のうち最も利用度の高い手法だと言えるであろう。

コンピュータの計算速度および容量の制約のために、FEM のこの方面における利用は、ここ最近まで、2 次元問題に限られていた。

多くのアースダムは 2 次元取的取り扱いで満足できるが、一方、平面ひずみ条件の仮定はほんの近似でしかなく、3 次元解析が真に必要とされるダムもまた数多く存在する。アースダムの動的解析における 3 次元数値解析手法の利用が望まれる所以はここにある。

複素応答法を用い、したがって、土構造物の各要素において各々異なる剛性および減衰値を与えることが可能な 2 次元有限要素解析法は Lysmer ら (1974, 1975) により開発された。

この手法は、有限要素モデルの変位形態に多少の制限を有しながらも、香川 (1977) により 3 次元に拡張された。

ここに示すコンピュータプログラム TLUSH は上記の手法をさらに発展させたものであり (Mejia, 1981), 以下のような特性を兼ね備えている。

- 1) 地震動入力方向が自由に与えられること。
- 2) モデルの変位モードが全く自由であること。
- 3) 新しい内挿法を有すること。
- 4) 節点および要素データ作成機能を有すること。
- 5) 要素剛性マトリックスの作成がより効率的になったこと。
- 6) 記憶容量がより少なくて済むプログラム構造になったこと。

本プログラム TLUSH は強震による強い材料非線型特性を考慮できるようになっている。これは等価線型化法 (Seed and Idriss, 1969) および複素応答法を組合せて用いることにより達成されている。砂と粘土に対する剛性率、減衰定数と有効せん断ひずみとの典型的な関係式はプログラム中

にとり込まれている。特別なオプションとして、入力データと全計算結果に関する基本的な情報を記録する機能、および再繰返し計算あるいは出力のためにその情報を引き出す機能が本プログラムに含まれている。

2. 解 析 手 法

本プログラム TLUSH においては、典型的なアースダムは、図-1（本文図-3.1と同じ）に示すような要素の集合体としてモデル化される。本モデルでは、3自由度を有する節点および直線の稜線で構成される。8節点アイソパラメトリック方体要素が用いられる。

節点は、要素を定める3平面の交点においてのみ与えられる。ダムの位置する河谷面は剛なものと仮定されており、したがって、境界面上のすべての節点は入力地震動と全く同じ動きをするものである。ダムとアバットメント間およびダムと貯水池間の相互作用は無視される。

材料特性は等価線型化剛性、および等価減衰比で表現される。

2.1 運動方程式

図-1に示されるモデルの動的釣合いを考えると、次の運動方程式が得られる。

$$[M] \{\ddot{u}\} + [K] \{u\} = -[M] \{r\} \ddot{y}(t) \quad (1)$$

ここに、 $\{u\}$ = 剛境界に対する節点の相対変位、

$\{\ddot{u}\}$ = 節点の加速度、

$[K]$ = 複素剛性マトリックス、

$[M]$ = 質量マトリックス、

$\ddot{y}(t)$ = 剛境界への入力加速度、

$\{r\}$ = 入力加速度の方向を与える荷重ベクトル。

荷重ベクトル $\{r\}$ は次のように与えられる。

$$\{r\} = C_x \begin{Bmatrix} 1 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 1 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix} + C_y \begin{Bmatrix} 0 \\ 1 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 1 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix} + C_z \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ 1 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 1 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (2)$$

ここに、 C_x , C_y , C_z は各々、X, Y, Z 方向における入力地震動成分の大きさを決めるスカラー定数である。

全体質量、剛性マトリックスは、有限要素法における標準的な構造の要素質量、剛性マトリックスから直接剛性法 (Zienkiewicz, 1977) により組み立てられる。

粘性減衰は、要素剛性マトリックスに複素剛性を用いることによりとり込まれている。

$$G = G (1 - 2\beta^2 + 2i\beta\sqrt{1 - \beta^2}) \quad (3)$$

ここに、 G = 要素の剛性率

β = 要素の減衰定数

したがって、本手法で用いられる剛性マトリックスは複素数の係数を有することになる。

2.2 複素応答法

運動方程式(1)を解くために、複素応答法が用いられる。この方法においては、系は線型で、かつ入力は周期的であると仮定される。それゆえ、重ね合せの原理が応用できることになり、入力加速度は調和振動の和で表現される。

$$\ddot{y}(t) = \operatorname{Re} \sum_{s=0}^{N/2} \ddot{y}_s \exp(i\omega_s t) \quad (4)$$

ここに、 N = 入力地震動のデジタル化された点の数。

$$\omega_s = \frac{2\pi s}{N\Delta t} \quad (5)$$

Δt = デジタル化における時間刻み。

$\ddot{y}_s$ = 複素フーリエ係数(次のように与えられる)

$$\left. \begin{aligned} \ddot{y}_s &= \frac{1}{N} \sum_{k=0}^{N-1} \ddot{y}_k \exp(-i\omega_s k\Delta t) & S=0, S=N/2 \\ \ddot{y}_s &= \frac{2}{N} \sum_{k=0}^{N-1} \ddot{y}_k \exp(-i\omega_s k\Delta t) & 1 \leq S \leq N/2 \end{aligned} \right\} \quad (6)$$

複素フーリエ係数 $\ddot{y}_s$ は Cooley and Tukey (1965) の手により開発された高速フーリエ変換 (FFT) を用いて効率的に計算される。

ここに、 N は 2 のべき乗でなければならない。この制限は本質的に問題となるものではない。なぜなら、系の自由振動を減衰させるために地震動の後に、地震動がおさまった状態を表わす「後続のゼロ」を通常必要とするからである。

式(4)を式(1)に代入して次式が得られる。

$$[M]\{\ddot{u}\} + [K]\{u\} = -[M]\{r\} \operatorname{Re} \left(\sum_{s=0}^{N/2} \ddot{y}_s \exp(i\omega_s t) \right) \quad (7)$$

この方程式の定常解もまた同様に調和振動の和として表わされる。

すなわち、

$$\{u\} = \operatorname{Re} \sum_{s=0}^{N/2} \{U_s\} \exp(i\omega_s t) \quad (8)$$

複素変位振幅 $\{U_s\}$ は式(8)を式(7)に代入することにより得られる。重ね合せの原理が成り立つことから、各々の周波数 ω_s に対して次のマトリクス方程式が得られる。

$$([K] - \omega_s^2 [M])\{U_s\} = -[M]\{r\}\ddot{y}_s \quad (9)$$

これは複素数の係数を有する線型代数連立方程式であり、「ガウスの消去法」により解くことができる。この方程式(9)を各々の周波数 ω_s について解くのは大変な作業量であり、たとえば $N = 2048$ 個のデジタル化入力記録を用いると、フーリエスペクトルにおける周波数段階は

1025 個となる。この作業を省略するために、通常「カットオフ周波数」が選ばれる。

この周波数は、それ以上の周波数におけるダムの応答が小さく、かつ計算する必要もなさそうな値が選ばれる。またさらに、方程式(9)を解く代りに次式が解かれる。

$$([K] - \omega_s^2 [M]) \{A_s\} = -[M] \{r\} \quad (10)$$

式(10)は、選ばれた限られた個数の周波数についてのみ解かれ、その間の周波数に関する係数 $\{A_s\}$ は特別な内挿手法により計算される。

複素変位振幅はしたがって次により与えられる。

$$\{U_s\} = \{A_s\} \ddot{y}_s \quad (11)$$

2.3 周波数領域における内挿

選ばれた周波数の間の周波数における値 $\{A\}$ を得るための手法としては、従来、増幅関数の逆関数において線型的に内挿する方法が用いられてきた。(Lysmer ら, 1974, 1975)。しかしながら、3次元の運動モデルの場合によく生ずるような自然周波数の近接がある場合にはこの方法ではうまく行かない。

増幅関数値 $\{A_s\}$ の中間値を内挿して得るのに2自由度系における伝達関数を利用する、高等な手法が Tajirian (1981)により開発され、本プログラム TLUSH ではこの手法が用いられている。

2自由度系における伝達関数は典型的に2個のピーク周波数を有しており、次の形で与えられている。

$$A(\omega) = \frac{C_1 \omega^4 + C_2 \omega^2 + C_3}{\omega^4 + C_4 \omega^2 + C_5} \quad (12)$$

ここに、 ω = 角振動数、

$C_1 \sim C_5$ = 複素定数。

式(12)で表わされる伝達関数に含まれる5つの定数 $C_1 \sim C_5$ を決定するためには、考慮の対象となる周波数範囲を適当に区切る5つの特別な周波数における $\{A_s\}$ の値が必要である。そして、これを用いて $\{A_s\}$ の内挿が実行される。

ダムの応答を完全に与える節点変位 $\{U\}$ は式(11)および(8)を解いて得られる。速度、加速度およびひずみは変位応答 $\{U_s\}$ から直接に周波数領域において計算し、それを時間領域に変換して得られる。

2.4 等価線型化法

ここまで示した手法は重ね合せの原理に基づいており、そのためこれは線型システムにのみ適用できるものである。しかしながら、動的载荷に対する土の応答は本来強い非線型性を示すものであり、土構造物の動的解析において合理的な結果を得るためにはこの非線型性は当然考慮されなければならない。

TLUSH においては、土の非線型特性を近似的に考慮した Seed and Idriss (1969) の手法が用

いられている。この手法では、土構造物の非線型特性は線型解析で近似的に考慮されており、ここでは系のあらゆる場所において、発生ひずみと剛性および減衰の大きさが適合するようになっている。

粘土および砂の剛性率および減衰定数の歪依存性を集約したデータが Seed and Idriss (1970) により示されており、これより図-2 に示す標準曲線が得られている。これは、はじめに計算モデルの各要素に対して与えられた初期剛性率および減衰定数を用いて応答を計算してひずみを計算し、そのひずみの大きさに対応する剛性率および減衰定数の値をこの曲線より読みとり、これを用いて再び繰返し計算を行い、これら特性値とひずみ値が適合するまでこのような繰返し計算を行なう、というように用いられる。

上記の標準的な歪依存特性は本プログラムに組み込まれているが、他の標準曲線も容易に用いることができる。

擬似非線型（等価線型化）解は次の手順により得られる。

1. 全要素に対する初期仮想剛性率および減衰定数を読み込む。
2. 方程式(1)を解き、式(11)を用いて複素変位応答を得る。
3. 全要素についてひずみの応答を計算する。
4. 全要素について有効せん断ひずみを計算する。
5. 図-2（Seed & Idriss の提案曲線）に示す関係あるいは外部的に与えられた関係を用いて、そのひずみの大きさに適合する剛性率および減衰定数を決める。
6. これらの関係が所定の精度で適合するまで 2.～5. の操作を繰返す。

2.5 有効せん断ひずみ

任意の点における 3 次元ひずみ状態は 6 個の独立変数を有する 2 次ひずみテンソルで記述され、デカルト座標（直交座標）系においては次のように書くことができる。

$$\underline{\underline{\varepsilon}} = \begin{bmatrix} \varepsilon_{xx} & \varepsilon_{xy} & \varepsilon_{xz} \\ \varepsilon_{yx} & \varepsilon_{yy} & \varepsilon_{yz} \\ \varepsilon_{zx} & \varepsilon_{zy} & \varepsilon_{zz} \end{bmatrix} \quad (13)$$

ダムの地震応答中のひずみ状態は時間的にも空間的にも変動しているものであり、これを代表するようなひずみの大きさ、方向等を選択するのは困難である。土の複雑な構成関係を有する材料であり、厳密に言えば、その挙動は式(13)に含まれるすべてのひずみ成分に依存する。

しかしながら、現在の知識レベルでは土の構成則を完全に記述し得ていない。本プログラム TLUSH においては、基本的なパラメータとするひずみレベルを最大せん断ひずみで代表させ、これを Seed and Idriss (1970) により提案された手法が用いられている。ここにおいて、ひずみレベルは次式で定義された有効せん断ひずみにより与えられる。

$$r_{eff} = 0.65 \times \max_t |r_{max}| \quad (14)$$

ここで、せん断ひずみの時間変化は係数 0.65 により考慮されている。この係数は全く経験的な値であるが、最大せん断ひずみ（方向的に）の時間変化を代表するものと想定することと考えられる。この係数値 0.65 は必ずしも最適なものではなく、多少その値を変えても計算された有効せん断ひずみの大きさはさほど敏感には変わらない。

式(4)で用いられるピーク最大せん断ひずみは TLUSH にオプションとして組み込まれている 2 つの方法のいずれかにより計算される。

第 1 の方法は、各時間ステップについて、次式の解として得られる最大および最小主ひずみを用いる方法である。

$$\begin{bmatrix} \epsilon_{xx} - \epsilon & \epsilon_{xy} & \epsilon_{xz} \\ \epsilon_{yx} & \epsilon_{yy} - \epsilon & \epsilon_{yz} \\ \epsilon_{zx} & \epsilon_{zy} & \epsilon_{zz} - \epsilon \end{bmatrix} = 0 \quad (15)$$

主ひずみが時刻歴で得られれば、ピーク最大せん断ひずみはこれから容易に探し出すことができる。

第 2 の方法は、ピーク最大せん断ひずみは次式で示されるように、最大せん断ひずみの 2 乗平均 (RMS) から評価できるという事実を用いたものである。

$$\max_t |\gamma_{\max}| \simeq C \cdot \text{RMS}(\gamma_{\max}) \quad (16)$$

ここに、C は近似的に次式で得られる定数である。

$$C = \max_t |\dot{\gamma}| / \text{RMS}(\dot{\gamma}) \quad (17)$$

$\gamma_{\max}$ および $\dot{\gamma}$ の 2 乗平均 (RMS) は Parseval の定理を用いることにより容易に得られる。ここに、任意の関数 $f(t)$ を考えればその RMS は次のように与えられる。

$$\text{RMS}^2(f) = \frac{1}{2} \sum_{s=0}^{N/2} |F_s|^2 \quad (18)$$

ここに、 F_s ($s = 0, 1, 2, \dots, N/2$) は関数 $f(t)$ の複素フーリエ係数であり次のように示される。

$$f(t) = \text{Re} \sum_{s=0}^{N/2} F_s \exp(i\omega_s t) \quad (19)$$

この方法は第 1 の方法に比べて本質的に速い。なぜなら方程式(15)は各々の周波数に対してひずみについて解かれるものであり、すべての計算は多くのフーリエ変換を介さずに周波数領域において実行されるからである。

3. プログラムの説明

3.1 プログラムの構造

コンピュータプログラム TLUSH は標準 FORTRAN IV 言語で記述されており、CDC 7600 Version は主プログラム TLUSH および 42 のサブルーチン（次節で記述する）により構成されている。

このプログラムは 100 Kワード以上の高速容量を備えた最新のコンピュータシステムに容易にコンバージョンすることができる。また、このプログラムは、関連する入力データをリスト出力できる 3つのモードのいずれかを用いることができるように作られている。どのモードで実行するかということは最新の入力データカードにおける変数 NOPT の値で指定される。

MODE 1 …… The Initiation Mode（初期設定モード）

MODE 1 は特定の問題を本プログラムではじめて実行するときに指定される。このモードではすべての入力カードがカード入力となる。プログラムでは運動方程式が作られ、指定された回数の繰返し計算を行う。最後の繰返し計算を実行した後に指定された出力項目の解が作られる。

特別なオプションとして、入力データおよび完全な解の永久（パーマネント）記録を磁気テープ TAPE 1 に取ることができる。この記録はその後の MODE 2 あるいは MODE 3 の実行により容易に出力することができる。

付随的なオプションとして、質量マトリックス、正視化された要素剛性マトリックスおよび荷重ベクトルのファイルを磁気テープ TAPE 5 に取り込むこともできる。

MODE 2 …… The Iteration Mode

リアルサイズジョブにおいて歪依存特性の収束性を確かめるためには、一度に 1 回ずつのイテレーションを実行するのが便利である。この方法により、解の収束性を早め、かつプログラムを効率的に使うことが可能となる。MODE 2 はさらにイテレーションを必要とするときのためにリスタート（再計算）機能を備えている。このモードにおいては、TAPE 1 の内容は TAPE 2 に書き込まれ、運動方程式がたてられ、前のイテレーションで計算された物性値を用いて計算される。

また、さらにイテレーションを実行することも可能であり、必要とする任意の出力項目を得ることができる。MODE 1 の場合と全く同様に、計算結果の完全な記録は後の利用のために TAPE 1 に収録しておくことができる。TAPE 2 は、オリジナルの TAPE 1 の内容を保存しておく必要があるときのためのバックアップ用としてある。

MODE 3 …… The Extraction Mode

このモードは、前に実行された計算の結果が記録されている TAPE 1 から、必要とする結果を引き出すのに用いることができる。すなわち、これを用いれば新たに計算をやり直す必要はない。しかるに、TAPE 1 の内容はこのモードにより変ることではない。

4. インプットに関する注記

4.1 メッシュサイズ

アースダムの動的応答解析を FEM で行う際にはモデルを有限要素により離散化する必要がある。モデルの境界およびメッシュ分割の設定は計算モデルを構成する場合の 2 大要件である。アースダムのような「閉じない系」においては、モデル境界およびその境界に与えられる地震動特性を決めるに当って困難が付きまとう。TLUSH で用いられる解析的なアプローチでは、アースダムの有限要素モデル境界は剛であることおよび地震動はこの剛境界で与えられるという単純化のための仮定が要求される(図-1)。それゆえ、ダムモデルの境界としてはこの条件に最もよく適合するような境界を適当に選ぶことが大切である。多くの場合、この境界はダムが築造されている谷の岩盤表面で与えられる。

アースダムの動的解析のためのモデルを設定するに当り重要なもう一つの点としては、適切なメッシュ分割を行うことである。そのためには 2 つの規準(これらは本質的には等価であるが)が利用される。

第 1 の規準は、ダムの振動の基本モード形状が精度よく得られるように要素分割することである。第 2 の規準は、要素の大きさが、地震動に含まれる最短波長の数分の 1 を越えないようにすることである(Lysmer, et al., 1974)。

次の式が一般に認められている。

$$h_{\max} = \frac{1}{5} \frac{V_s}{\nu_{\max}} \quad (20)$$

ここに、 $h_{\max}$: 要素の鉛直高さ、 V_s : 要素のせん断波速度、および $\nu_{\max}$: 解析における最大周波数(=TOTFR)。Mejia (1981)の最近の研究によれば、一般に、強震を受ける V 字谷上のダムの基本モード形状をダム軸方向に精度良く求めるためには、その方向に 10 ないし 15 に分割すればよいことが示されている。

4.2 節点および要素の設定

上記の要素分割のレイアウトがいったん決まれば、次に節点および要素の設定を行うことになる。節点番号は全体剛性マトリックスの平均バンド幅が最小になるように付けるべきである。さらに、剛境界上の節点番号は最後に付けなければならない。剛境界上の節点番号の最小の値 NB 1 が指定されれば、それ以降の節点番号を有する節点はプログラム上、剛境界上にあるものとみなされる。

本プログラムでは、8 節点アイソパラメトリック方形要素を用いるように設計されている。それゆえ、要素は最大 8 節点でかつ直線の辺を有する任意形状のものが可能である。要素を構成する節点番号の付け方は所定のルールに従わなければならない。この図にはまた、その 2 例を示している。節点番号の順番は、NP 1, NP 2, …… , NP 8 に対して図-4(a)の 1, 2, …… 8 に

対応する。

本プログラムは、入力データカードを減らすように、節点および要素を自動的に作成する機能を備えている。節点座標は、2枚つづきの節点データカードの座標を補間（内挿）して設定されるようになっている。要素データについては同一の材料特性を用い、節点番号は直前の要素カードの節点番号に指定した増分数 LX ずつ増分して設定されるようになっている。

4.3 要素マトリックス

本プログラムは要素剛性および質量マトリックスを2段階で作成する。第1段階では正規化マトリックスを設算する。第2段階では、これらのマトリックスに各々要素複素剛性および密度をかけ合せ、上記マトリックスを作成する。

要素の正規化剛性マトリックスは次に示す標準的な有限要素法の手法により計算される。なお、それはせん断剛性の値が1の要素マトリックスの意味合いをもつ。これは、要素の幾何形状およびポアソン比にのみ依存している。

正規化質量マトリックスもまた要素の幾何形状にのみ依存しており、それは密度が1の要素質量マトリックスの意味合いをもっている。

このマトリックスは、下式に示すように、分布質量マトリックスと集中質量マトリックスを合成した形で計算される。

$$[M] = \text{RATIA} \times [M]^c + (1 - \text{RATIA}) \times [M]^L \quad (21)$$

ここに、パラメータ RATIA は0から1の値をとり、ユーザーによって与えられる。 $\text{RATIA} = 0.5 \sim 0.75$ で高周波成分の伝達が最もよい。

上述のことから、同一の幾何形状およびポアソン比を有する要素は同一の正規化要素マトリックスを有することになる。この利点を有効に利用するために、 TLUSH では、同一の同定番号 $\text{IDEL}(N)$ ($N \neq 0$) を有する要素については正規化マトリックスをコピーするような機能を使えるようになっている。

正規化要素マトリックスに複素剛性

$$G = G(1 - 2\beta^2 + 2i\beta\sqrt{1 - \beta^2}) \quad (22)$$

および密度 ρ をかけることにより、各々要素剛性、質量マトリックスが得られる。パラメータ β は要素の減衰比である。

TLUSH には要素の質量および正規化剛性マトリックスを TAPE 5 に記憶させ、またこれらを将来の計算時に読み出して利用するオプションが備わっている。これらのオプションを利用することにより、計算時間およびコストの削減を図ることができる。

4.4 材料非線型曲線

先述したように、 TLUSH は非線型解析の近似解析手法として等価線型化法を用いている。土質特性に関して何回かの繰返し計算を行うために、せん断ひずみと剛性比、減衰比の関係を示す

材料特性曲線を用いるようになっている。それに関して2つのオプションが用意されており、パラメータ KMATYP を指定することによりそれらのいずれかを適宜利用するようになっている。

1つは既定の特性曲線を用いるものである。これは砂および粘土について Seed and Idriss (1970) により提案されたものである。

もう1つは入力データカードよりそのような特性曲線を読み込ませるものであり、各々、種別番号 MATYP を付けるようになっている。なお、MATYP は 1, 2, 3, ……と付けねばならない。この値は要素カードの中では MTYPE (N) の欄で引用される。線型物性は MTYPE (N) を 0 と指定すればよい。

4.5 せん断ひずみの計算

先述したように、TLUSH ではピーク最大せん断ひずみの計算に2通りの方法がある。その1つは時間領域で行うものである。各要素の重心位置における6つのひずみ成分の時刻歴が各ひずみ成分のフーリエ係数の高速逆フーリエ変換により求められる。各時間刻みにおいて、6個のひずみ成分を変数とする3次方程式が主ひずみについて解かれる。これらのことより、各時間刻みにおける最大せん断ひずみを得られ、それらを直接比較してピーク値が見出される。第2の方法は周波数領域で行うものである。各々の要素の重心位置における6個のひずみ成分の複素フーリエ係数を用い、スペクトルの中の各周波数について3次方程式が構成される。これらの方程式から、主ひずみの複素係数が得られ、最大せん断ひずみの大きさが決定される。これらの値は、最大せん断ひずみ関数（訳者注：時刻に関する）の最小2乗平均値（RMS 値）を計算するのに用いられる。そして、これはピーク値の近似値を与えるものである。

第1の方法は理論的に厳密なピーク最大せん断ひずみの値を与えるものであるが、これは数多くの高速フーリエ変換（FFT 計算）を実行しなければならないため、第2の方法に比べてはるかに冗長な方法である。それに対し、第2の方法は、ピーク値の決定に統計的な手法を用いているのに付け加え、最大せん断ひずみのような非線型なパラメーターを求めるのに線型性の仮定を入れた手法を用いている。このような訳で、この方法により計算されたピーク最大せん断ひずみは厳密値とは異なっている。しかしながら、これら2つの方法により計算されたひずみレベルに適合する土質特性値（G, h）の最終的な誤差は20%を超えないようである。

利用者は入力パラメーター KSTRN の値を指定することにより次の3つのオプションのいずれかを選択することができる。

- (a) ひずみの計算を実行しない
- (b) 時間領域でひずみの計算を実行する
- (c) 周波数領域で “

さらに、利用者はピーク最大せん断ひずみに対する有効せん断ひずみの比、FCT を指定しなければならない。

なお、応力の時刻歴の出力を必要とする場合には、「ひずみの計算を実行する」オプション(b),

(c)のいずれかを指定しなければならないことに注意しなければならない。

4.6 周波数コントロール

TLUSH では、利用者が運動方程式の計算を実行する際に考慮する最高周波数を選択することができるよう、いくつかの周波数に関するコントロールがある。

そのパラメーターの1つはカットオフ（打ち切り）周波数、あるいは解析における最高周波数と呼ばれる TOTFR である。この値以上の周波数に関しては、本プログラムでは計算が実行されないことになる。すなわち、カットオフ周波数以上の周波数に関しては、変位増幅関係の値は 0、したがって、変位、加速度およびひずみの複素フーリエ係数は 0 となる。

それゆえ、TOTFR の値は、構造物の振動の卓越モードに対応する自然周波数よりも大きな値を指定すべきである。すなわち、カットオフ周波数以上の振動に対するダム の応答値は無視できる程度でなければならない。

アースダムの動的解析において考慮される最高周波数の適当な値は、基本（1 次固有）振動数の 4、5 倍で与えられる。中規模クラスのダムについての代表的な値は、大体、8 ～ 10 Hz 程度である。

材料特性値に関するはじめの繰返し計算段階においては高い精度を必要としないことから、繰返し計算の前半部では低目のカットオフ周波数を指定しても差し支えない。（訳者注：計算時間の短縮になる。）

このため、TLUSH では、各繰返し計算段階で各々カットオフ周波数 STEP(I) を指定できるようになっており、その値としては最初の段階ほど低目の周波数を指定するのがよい。

4.7 内 挿

計算時間およびコスト削減のため、運動方程式は選択されたほんのわずかの周波数に関してのみ解かれ、変位とひずみに関する増幅関数の複素係数値をその間の周波数について補完する特別の手法が用いられていることは既に述べた。

また、その内挿する手法についても先に述べた。運動方程式を解くべき周波数については利用者が指定しなければならない。

ここにおいて、周波数は、ダムのあらゆる位置における変位とひずみの増幅関数をほぼ十分な精度で得られるような、できるだけ少い個数だけ選択指定するのが望ましい。この周波数の個数は増幅関数の形状や選択する周波数の間隔などに依存する。精度よく求める必要のある周波数範囲、あるいは増幅関数の形状が複雑、すなわちピーク周波数が数多く存在しているような周波数範囲においては、周波数を密に選択指定すべきである。ここで増幅関数の内挿に 2 自由度系の伝達関数が用いられていること、およびその関数を決定するのに 5 つの周波数における値が必要であることを思い起こすのは有効である。すなわち、周波数ピーク値が 2 つだけ近くに存在する場合に増幅関数を正規に内挿するのには、その周辺に通常 5 つの周波数における値があればよいと

となる。周波数ピーク値がもっと多く接近して存在する場合には、それよりも多くの周波数点が必要である (Tajirian, 1981)。

一般に、ダムの振動解析では高周波数範囲において解かれる周波数ピッチは粗くとられるが、卓越周波数の近くでは密にとる必要がある。また、ダムの増幅関数を適正な精度で求めるには、通常、30～40点の計算を行えば十分である。しかし、そのための最適の周波数分布を決める最適の方法は、繰返し計算を一度ずつ行い、かつそのたびにモデル内の数節点に関して増幅関数をプリントアウトすることである。

TLUSH では、最大で5個の周波数内挿レンジを指定することができるようになっている。各各のレンジにおいて、そのレンジにおける最大周波数 FRKINT (I)；内挿ギャップ (間引きの数) KINT (I) を指定しなければならない。KINT (I) の代表的な値は 4～16 である。

4.8 プリンタープロット

TLUSH では次のプリンタープロットが出力できる。

1. 節点加速度の時刻歴
2. 指定された節点の加速度時刻歴に関する加速度および速度応答スペクトル
3. " の加速度時刻歴に関するフーリエスペクトル
4. " の加速度増幅関数
5. 指定された要素の重心位置における応力テンソルの6成分の時刻歴

ユーザーはプロットの長さおよび粗さをパラメーター NSKIP の値を指定することによりコントロールすることができる。このとき、プロットルーチンでは指定された点数だけスキップしてプロットすることになる。本プログラムで出力されるすべての加速度値は絶対加速度であり、また、本プログラムは入力地震動の基線 (ベースライン) 補正の機能を有していることに注意することが大切である。基線補正の効果は加速度応答値に対しては小さいが、速度および変位に対してはそれよりも顕著である。このオプションを使うと入力地震動に含まれる誤差が累積して応答値に影響することがなく、計算に時間もそうかからないことから、ぜひ用いた方がよい。

4.9 パンチ出力

TLUSH では次のパンチ出力ができる。

1. 土質特性の否依存性をある程度計算して得られる要素データカード
2. 指定した節点における加速度時刻歴
3. 指定した要素の重心における応力成分の時刻歴

要素カードの出力を行うのは、少しだけ異なった FEM モデルで新たに解析を行おうとする場合に便利である。要素カードに含まれる全データは本プログラムの入力で要求されるフォーマットと同一の形でパンチ出力される。ここで出力される材料特性は最後の繰返し計算で得られたものである。

加速度時刻歴は解析の全継続時間にわたるものが入力地震動と同一の時間刻み、同一のフォーマット(8 F 9.6)でパンチ出力される。応力時刻歴は psf 単位、フォーマット(8 E 9.3)でパンチ出力される。

4.10 実行時間

あるジョブに対して TLUSH の実行時間を先験的に見積るのは難しい。なぜなら、実行時間は、コンピュータの計算速度、利用できる高速記憶容量、FEM メッシュの幾何形状、要求する出力オプションの数、などを含む多くのパラメーターの関数であるためである。それゆえ、リアルサイズのジョブの実行時間を見積るためには、1 ないし 2 のガウスの消去法の試行計算を行うのが便利である。

各々のガウスの消去法に対する実行時間はプリントアウトされ、消去法の全体数も前もって見積ることができるため、これから全実行時間は容易に得ることができる。一般に、全実行時間の 6 割ないし 8 割は運動方程式の計算に消費される。

フィルダム堤体の3次元的地震時挙動特性に関する検討報告書

ISSN 0386-5878
土木研究所資料第2356号
昭和61年3月(1986)
佐々木康, 松尾 修,
唐沢安秋

キーワード: フィルダム, 地震, 3次元, 模型実験, 有限要素解析

要 旨

フィルダムの3次元的地震時挙動特性を弾性模型振動実験および有限要素解析により調べ, 2次元振動特性との違いを明らかにした。またフィルダムの3次元の堤体形状と, 加速度, 変位, 応力などの応答特性との関係についても定性的に明らかにした。

