

土 木 研 究 所 資 料

1976年7月8日の地震時における
湯田ダムの加速度と変位

—— 実測とFEMによる解析の比較 ——

昭和53年 2 月

建設省土木研究所
フィルダム研究室

1976年7月8日の地震時における
湯田ダムの加速度と変位

——実測とFEMによる解析の比較——

昭和53月2月

ダム部 フィルダム研究室

松 本 徳 久

豊 田 光 雄

目 次

は じ め に	1
湯田ダムの概要	2
湯田ダムで記録された地震動	4
動 的 解 析	19
結 論	37
参 考 文 献	38

は じ め に

地震荷重を考慮したコンクリートダム設計において、歪の大きさがある限度以内であるときには、コンクリートの応力-歪特性は線型・弾性としてよいであろう。このとき弾性定数と減衰定数は室内試験又は既設のダムの実物振動試験によって決定できるから、コンクリートダムの動的解析における最も難しい点は、貯水池のダム堤体に対する影響の評価方法であると考えられる。

貯水池の影響を考慮するひとつの方法は、貯水池とダム堤体をひとつの系として有限要素法解析を行うことである。ここにおいて、貯水池はせん断剛性を持たない弾性体要素として表現されよう。この方法の欠点は、貯水池内に有限要素の節点を設けねばならず計算量が膨大となり、貯水池-ダム堤体系の実用的な解析方法とはなり難い。

第2の方法として、貯水池がダム堤体に与える影響をWestergaard¹⁾の理論解による付加質量の概念によって近似する方法がある。この理論解はダム堤体が剛であることを仮定しており、貯水がダム堤体に与える地震時動水圧はダム堤体にみかけ上付加された質量の慣性力によって表現される。このWestergaardの付加質量の概念によれば貯水池-ダム堤体系の解析はダム堤体のみ有限要素の節点を設ければよいので、貯水池全体に有限要素節点を設ける第1の方法に比べて計算量は少なく十分実用計算となり得る。

Chopra²⁾の副構造物概念は貯水池-ダム動的相互作用問題を解く第3の方法である。この方法では、貯水池-ダム系は、貯水池とダムの二つの副構造物から構成されと考えます貯水池の波動方程式の解を求め、次にこの解をダム堤体を解析するときの入力として用いるものである。

現在のところ、上記後者二つの方法がコンクリートダムの動的解析方法として最も実用的であると考えられ、この二つの方法の得失は、実物ダムでの地震時挙動実測結果とこれら二つの解析方法による結果を突き合わせて比較することによって論じられよう。

湯田ダムの基礎岩盤と堤頂において、1976年7月8日の地震に対する加速度記録が得られた。本研究では、この岩盤での加速度記録を入力として、ダム堤体の応答を、(1)貯水池のダムに対する影響を無視したとき、(2)貯水池の影響をWestergaardの方法で評価したとき、(3)貯水池の影響をChopraの方法で評価したときの3方法によって求めた。なおこれらの計算では、P. Chakrabarti と A. K. Chopra³⁾によって開発された計算プログラム³⁾に後に述べる修正を加えたものを使用した。

本報告では、まずはじめに湯田ダムの地震時挙動を述べ次いで解析結果と実測結果の比較を論じる。

湯田ダムの概要

湯田ダムは、1964年11月に建設省東北地方建設局によって完成された高さ89.5mのアーチ式重力ダムである(図-1)。ダムおよび貯水池の諸元を表-1に示す。図-2はダムの平面図である。異った位置における断面を図-3に示す。湯田ダムは洪水調節・上水・灌漑・発電のための多目的ダムである。



図-1 湯田ダム

表-1 湯田ダムの諸元

貯水池		ダム	
貯水面積	6.3 km ²	堤高	89.5 m
総貯水容量	114 × 10 ⁶ m ³	上流勾配(クラウン)	0 %
最高水位標高	239.0 m	下流勾配(")	40 %
洪水期水位標高	222.0 m	堤頂幅	4.5 m
常時満水位標高	236.5 m	基礎幅	33.0 m
洪水吐と放流施設		堤頂長	332.0 m
オリフィス	2 門	堤頂半径	138.0 m
最大放流量	600 m ³ /s	中心角	110°
越流洪水吐	6 門	基礎の地質	
最大放流量	2040 m ³ /s	主に花崗岩, 部分的に安山岩	

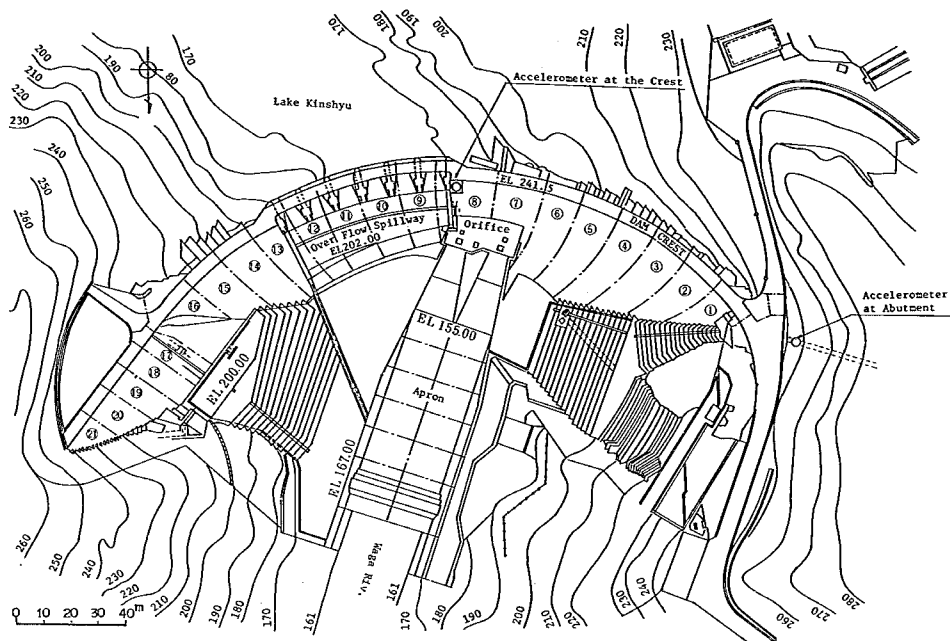


図-2 湯田ダムの平面図

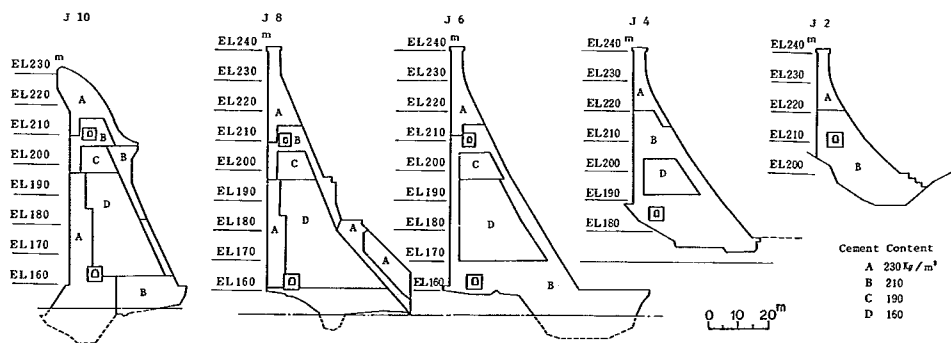


図-3 湯田ダムの断面図

湯田ダムで記録された地震動

湯田ダムには2台の強震加速度計が設置されている。図-2に示してあるように1台はダム堤頂中央であり、もう1台は左岸アバットのトンネル内にある。両方の加速度計の設置標高は同一標高である。加速度計は電磁式で1台につき上下流・堤軸・鉛直の3成分を持ち、この周波数特性は図-4に示される。加速度計の感度は0.3 Hz から30 Hz までの周波数に対して 90 %以上である。

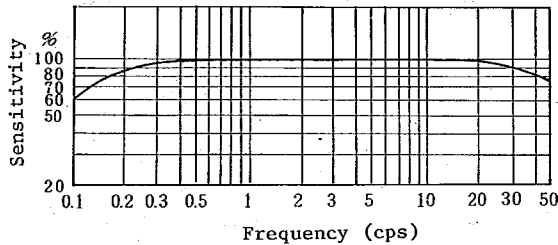


図-4 湯田ダムの強震加速度計の感度

地震動は1976年7月8日午後8時48分より記録された。地震の震央は岩手県沖であり、北緯 $40^{\circ}14'$ 、東経 $142^{\circ}26'$ 、震源の深さは30kmであった。地震のマグニチュードは5.9、ダムサイト近辺の測候所における震度はⅣと気象庁より発表されている。ダムサイトと震央の距離は168kmである。地震時における湯田ダムの貯水位はE1.219.8mの夏期制限水位にあった。

基礎とダム堤頂において記録された加速度波形をそれぞれ図-5と図-6に示す。以下においては簡略のため次の記号によって加速度の各成分を表すものとする。

- F：基礎岩盤での地震動 (Foundation)
- D：ダム堤頂での地震動 (Dam crest)
- cc：堤軸方向成分 (Cross Canyon)
- s：上下流方向成分 (Stream)
- v：鉛直方向成分 (Vertical)

したがって例えばFccは基礎岩盤における堤軸方向成分を示す。

加速度波形は1/100秒間隔で数値化した。数値化した加速度記録から、基礎とダム堤体における地震動の周波数特性を知るために、パワースペクトルを求めた。図-7と図-8がそれぞれ基礎および堤頂におけるパワースペクトルである。図-9には、基礎の加速度波に対する応答スペクトルを示す。図-7から図-9までの解析を周波数特性について要約すると表-2となる。基礎の地震動について見ると、加速度の最大値およびパワーの最大値は上下流方向よりも堤軸方向の方が大きい。堤軸方向はほぼ地震の震央の方向に一致している。堤頂の地震動について見ると各成分とも増巾されているが、特に上下流方向において増巾率は著しい。図-8よりダムが上下流方向について4.9 cpsの第1次基本周期を持っていることがわかる。

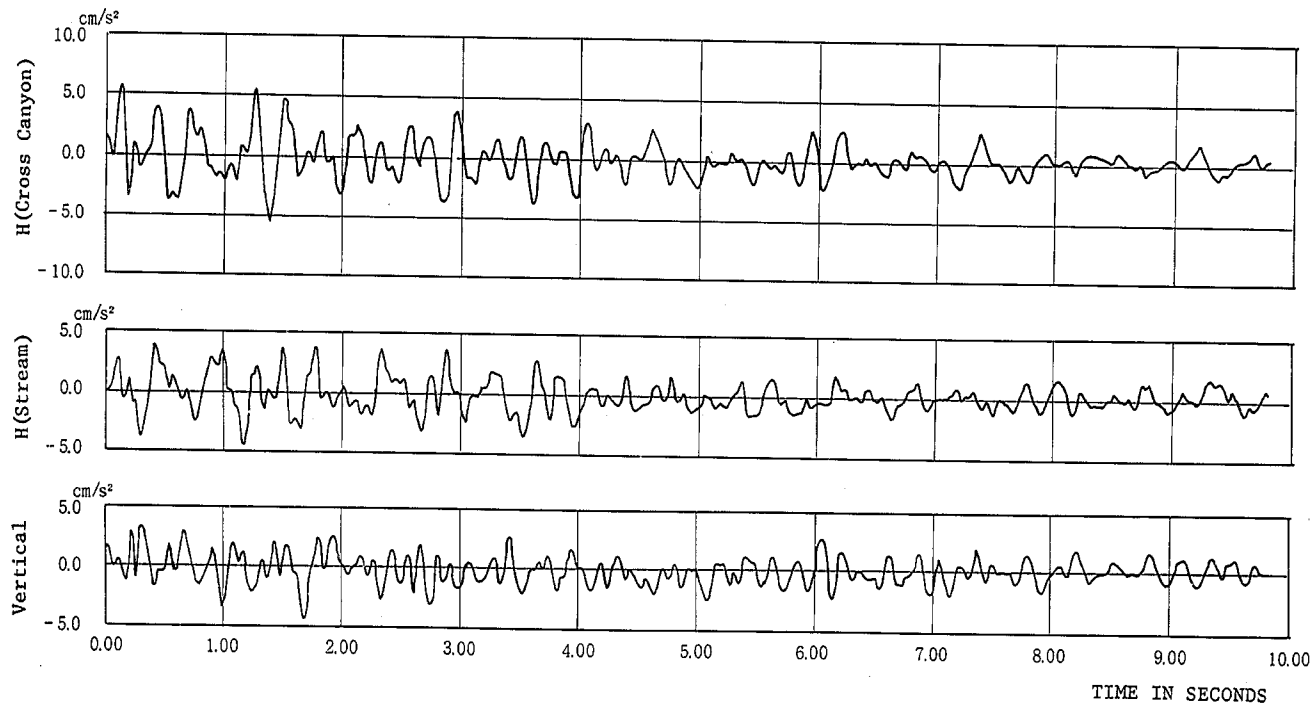


図-5 基礎の加速度記録波形

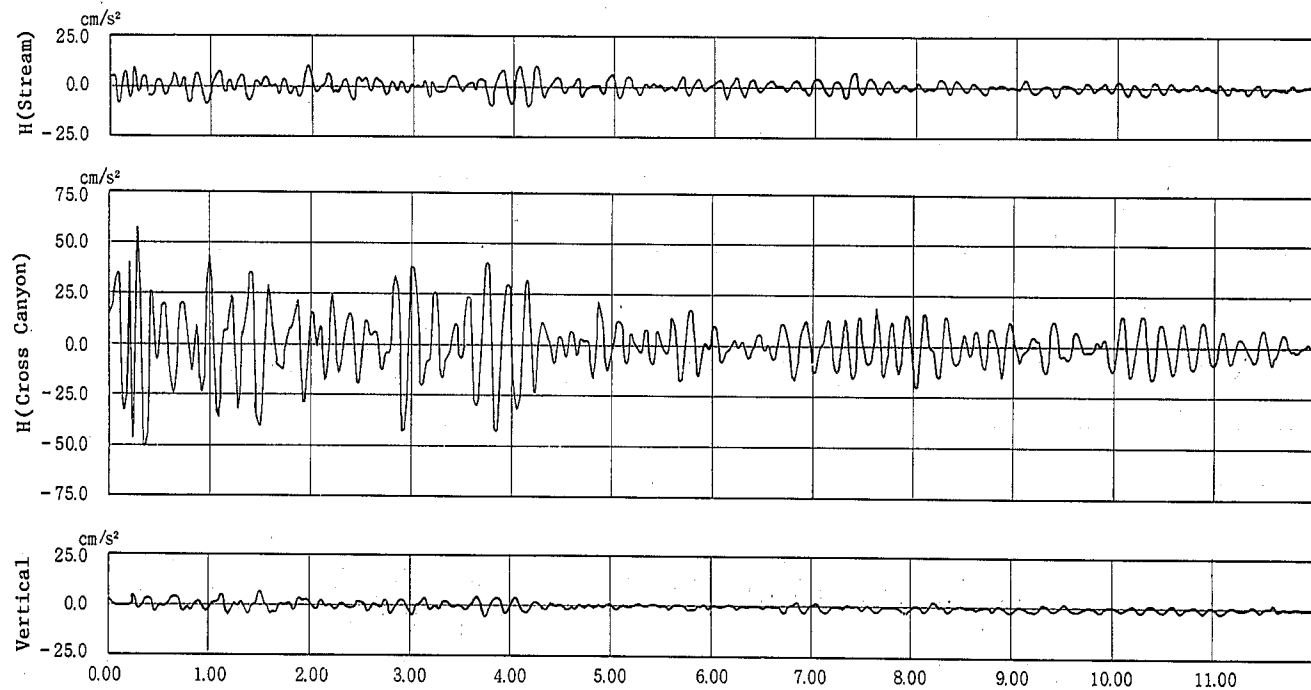


図-6 ダム堤頂の加速度記録波形

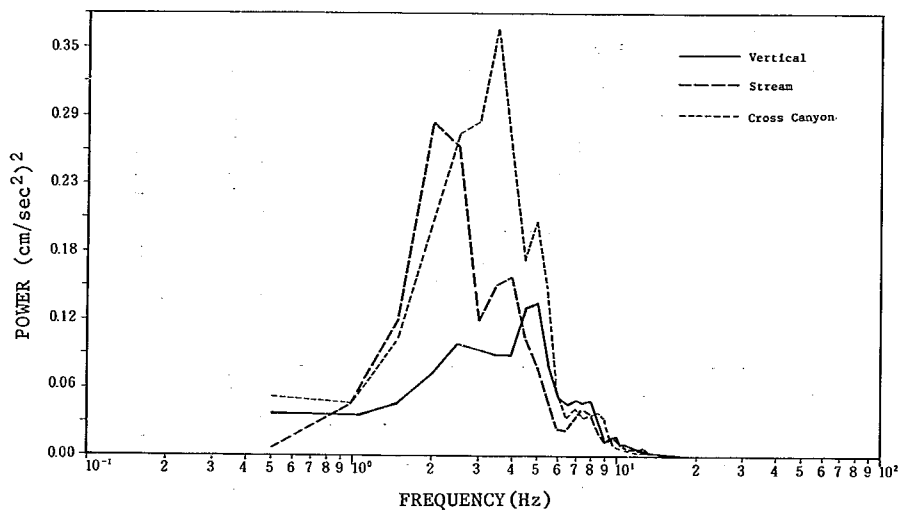


図-7 基礎の加速度波形のパワースペクトル

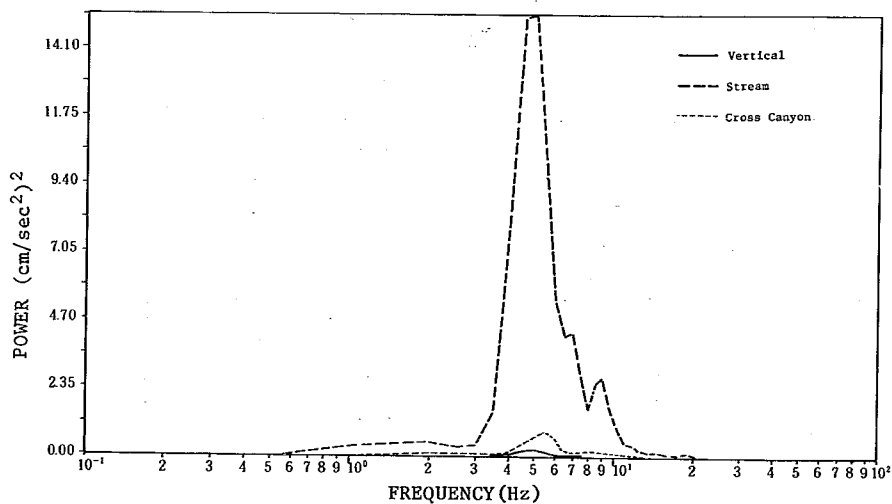
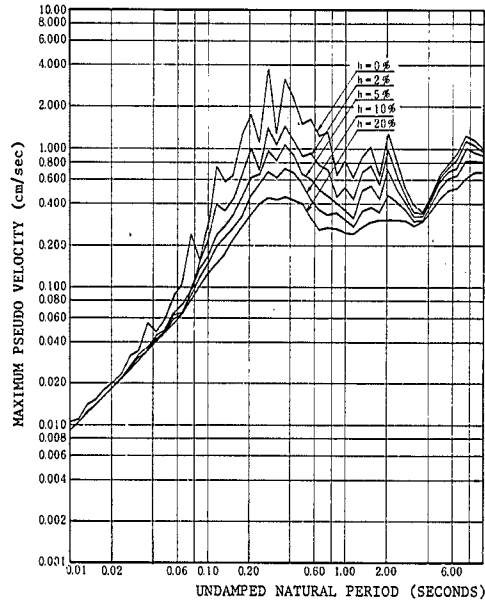
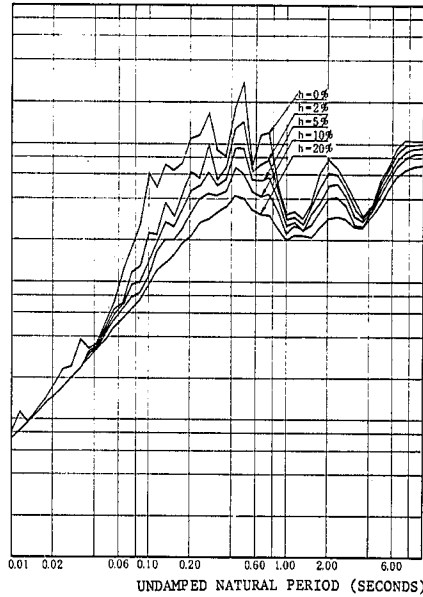


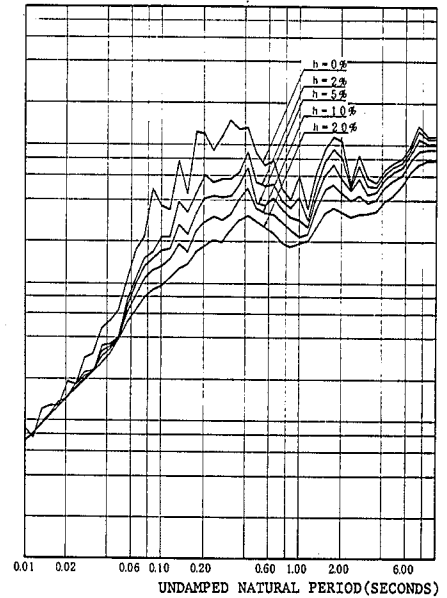
図-8 ダム堤頂の加速度波形のパワースペクトル



9-1
Velocity response spectrum of F_{cc}



9-2
Velocity response spectrum of F_s



9-3
Velocity response spectrum of F_v

図-9 基礎加速度波形の応答スペクトル

表-2 最大加速度と卓越周波数

場 所 方 向	基 礎			堤 頂		
	F _{cc} ¹⁾	F _s ²⁾	F _v ³⁾	D _{cc}	D _s	D _v
最大加速度 cm/sec ²	5.7	4.6	4.5	10.7	58.4	7.5
1次卓越周波数 CPS	3.5	2.0	5.1	5.5	4.9	4.9
2次卓越周波数 CPS	5.0	4.1	2.5		9.0	

1) cc : 水平堤軸方向

2) s : 水平上下流方向

3) v : 垂直方向

後に行う解析によって、ダム堤頂における変位応答が求められる。これを実測と比較するためには、数値化した実測加速度記録より変位を計算しておかねばならない。図-10は数値化したF_{cc}を単に数値積分して求めた速度と変位である。図-10における変位は基線誤差に由来する長周期成分より成っており、真の変位とは言えない。そこで基線誤差をとり除くために、図-11に示される基線修正を行った。この方法はM. D. Trifunac⁴⁾によって提案された方法を基本にしている。基線誤差修正の主な手順は数値濾波 (digital filtering) にあり、その変換函数 (transfer function) は次式によって表現される⁵⁾。(ただし変換函数が台形の濾波特性のとき)

$$H(f) = \begin{cases} 1 & f < f_c \\ \frac{f_T - f}{f_T - f_c} & f_c \leq f \leq f_T \\ 0 & f > f_T \end{cases} \quad (1)$$

ここに f_T = 濾波終端周波数 (filter roll-off termination frequency)

f_c = 切断周波数 (cut-off frequency)

函数 $H(f)$ に対応した重み函数 $h(t)$ は

$$h(t) = \int_{-\infty}^{\infty} e^{i\omega t} H(\omega) \frac{d\omega}{2\pi} \quad (2)$$

ここに $\omega = 2\pi f$

で表わされる。

等間隔に数値化された時系列に対しては、(2)の重み函数は次式となる。

$$h_n = \frac{\cos 2\pi n \lambda_c - \cos 2\pi n \lambda_T}{2\lambda_R (\pi n)^2} \quad n = 0, \pm 1, \pm 2, \dots, \pm N \quad (3)$$

$$\lambda_T = \lambda_c + \lambda_R$$

ここに $\lambda_c = f_c / f_s$

$\lambda_R = (f_T - f_c) / f_s$

$f_s = 1 / \Delta t$

Δt = 等間隔の時間キザミ

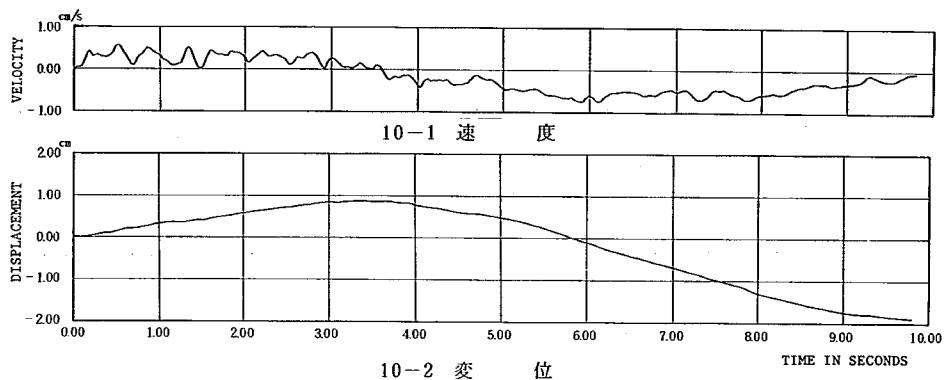


図-10 原加速度波形より Fcc の速度と変位

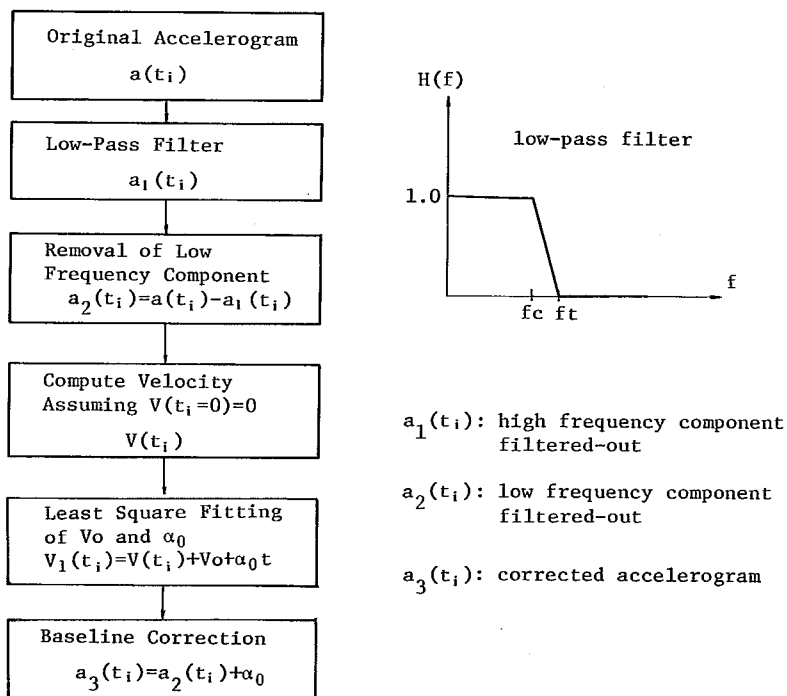


図-11 基線修正のフローチャート

式(1)から(3)までにおける f_c と f_T は加速度記録に含まれる長周期の誤差成分(=基線誤差)の周波数特性によって決定されなければならない。長周期の誤差成分は主として、記録時に記録紙の回転ムラによって導入されるもの、記録紙の現像時又は保存中に起るゆがみおよび数値化の過程で導入される誤差から成り立っていると考えられる。したがって基線誤差の周波数特性は加速度計の紙送り速度に大きく左右される。湯田ダムに設置されている地震計の紙送り速度は 4.0 cm/秒 であり、例えば SMAC 型強震計の紙送り速度が通常 $0.5 \sim 1.0 \text{ cm/秒}$ であることに比べれば速いと言える。紙送り速度が早いということは時間に対する分解能が高いと同時に記録紙のゆがみが同一であるとすればより短い周期の基線誤差を含むことになる。例えば記録紙の長さ 10 cm おきに基線誤差が導入されるとすると、紙送り速度が 1 cm/秒 のときは周期 10 秒 の基線誤差となるし、紙送り速度が 4 cm/秒 のときは周期 2.5 秒 の誤差となる。したがって本記録に対しては紙送り速度が 1 cm/秒 程度の記録に対するよりもより高い切断周波数を使わねばならない。

図-12 に 5 個の異なる切断周波数を用いて計算した加速度、速度および変位を示す。異なる切断周波数によって得られた加速度にほとんど差は出ないが、速度にはやや差が出ており変位は大幅異なる。岩盤での地震動加速度波には震央距離が遠いときには数秒程度までの周波数成分が含まれているはずであるから、高い切断周波数を用いることを望ましいことではない。ただし Trifunac によってアメリカの強震計に対して推薦されている 0.05 cps (周期 20 秒) の切断周波数は図-12 からわかるように必ずしもすべての誤差成分を除去し切っていない。しかし 0.5 cps (周期 2 秒) の切断周波数では長周期の誤差成分はほとんど除去しているが真の成分も同時に除去していると推定される。表-3 には各切断周波数に対する初期速度 V_0 、最大速度 $V_{\max}$ および最大変位 $D_{\max}$ を示す。以下では $F_c = 0.25 \text{ cps}$ 、 $F_T = 0.333 \text{ cps}$ の場合が誤差成分の除去率が大きく真の成分を除去していない点で比較的真的値に近いと考え、図-13 にこの場合の基礎岩盤における変位を示す。 $3.0 \sim 4.0 \text{ 秒}$ よりも長い周期を除去した結果、変位の卓越周期は約 2.0 秒 となっている。基線修正を行った加速度記録を用いて応答スペクトルを求めると図-14 のようになる。図-9 と図-14 を比べてみると 0.01 秒 より 2.0 秒 までの周期に対してはほとんど差異はないが、 2.0 秒 以上の周期に対しては、基線修正した加速度から求めた応答速度は原記録から求めた応答速度に比べて小さい。これは基線修正によって 3.0 秒 以上の長周期成分が除去されているためである。図-15 に、基線修正した加速度波から求めた加速度応答を示す。

ダム堤頂の基礎に対する変位すなわちダムのたわみは以下のように求めた。ダム堤頂の基礎に対する相対加速度は、ダム堤頂における加速度(基線修正したもの)から基礎における加速度(基線修正したもの)を差し引くことによって得られる。湯田ダムの地震記録は 1 枚記録紙に記録されており、しかも $1/10 \text{ 秒}$ おきに等時刻線(タイミングライン)が入っているので、ある同一時刻における加速度の差を求めることができる。さて相対加速度の周期成分を考えてみると、ダムの基本周期は先の周波数解析の結果より 3 方向とも 4.5 cps 以上であるから、 2.5 cps 以下の遅い振動成分は基線誤差として除去してよいだろう。つまりダムのたわみを求めるときには、基礎の変位を求めるときに使った切断周波数よりも高い切断周波数を使うことができる。図 16, 17, 18 にそれぞれ異なる切断周波数を用いて求めた D_{cc} , D_s , D_v を示す。これらの図において、切断周波数が大きくなればなるほど変位が小さくなるのは当然である。図 16 において、16-1 と 16-2 は基線がやや下に凸である。図-16-3 では基線誤差の長周期線分がすべて除去されているわけではないが、図-16-4 では真の成分が除去されている可能性があり、

図-16-3 が最も真の値に近いと考えられる。同様にして図-17-2 および 18-2 が、それぞれDs および Dv の最良の相対変位を示すと考ええる。ただし図-18 においてはどの4個の変位もよく似ており差はほとんどない。これは上下方向の相対加速度の固有振動数は他の方向より高いため、長周期の誤差成分を除去しやすいことによると考えられる。

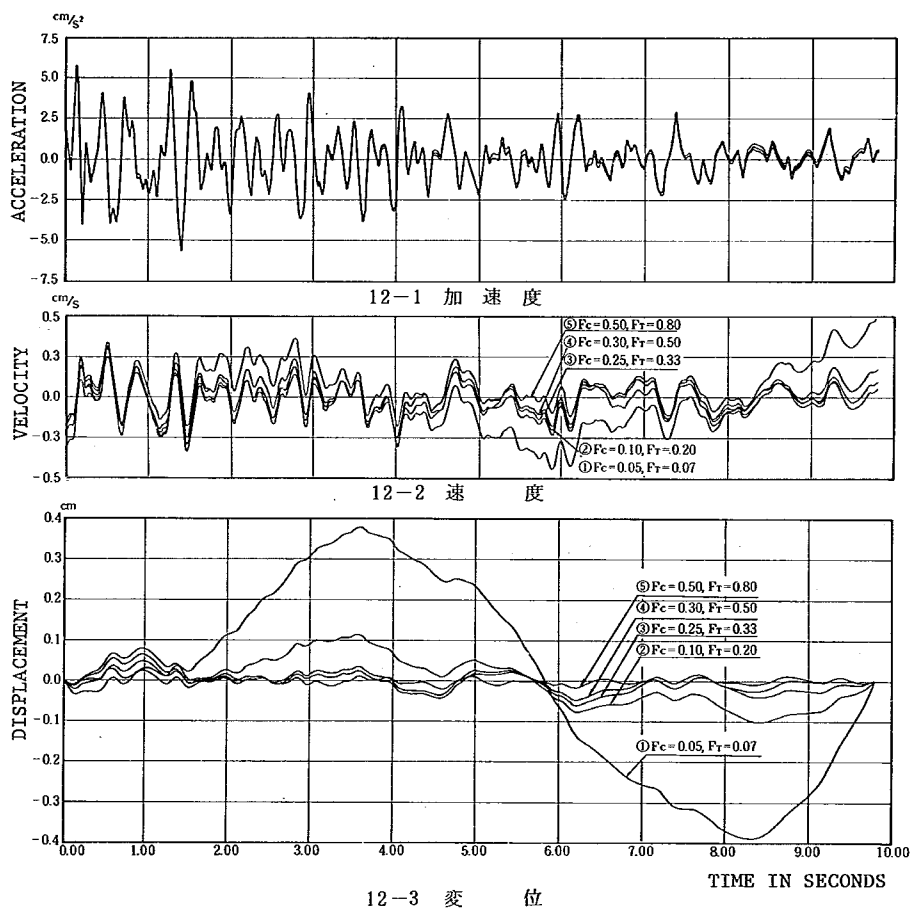


図-12 5種類の切断周波数から計算した加速度、速度、変位

表-3 V_0 , V_{max} , D_{max} の比較

Case	F_c (CPS)	F_r (cps)	V_1 (cm/s)	V_{max} (cm/s)	D_{max} (cm)
1	0.05	0.07	0.3254	0.4942	0.3888
2	0.10	0.20	0.2259	0.3106	0.3888
3	0.25	0.33	0.1472	0.3394	0.1155
4	0.30	0.50	0.1555	0.3222	0.0794
5	0.50	0.80	0.1400	0.2494	0.0291

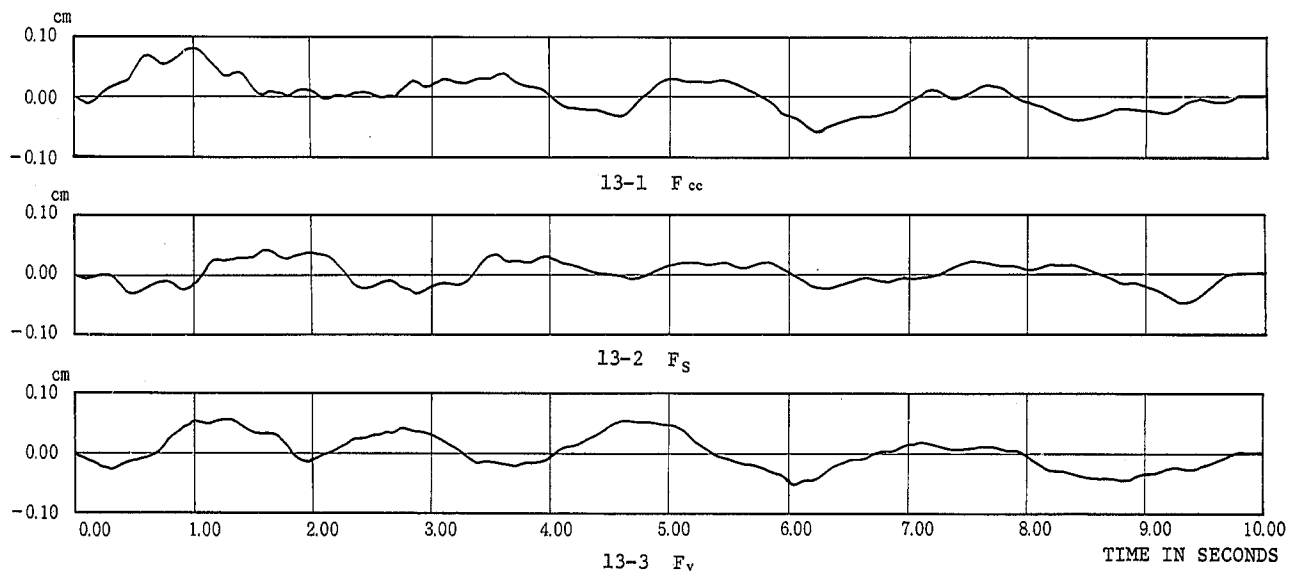
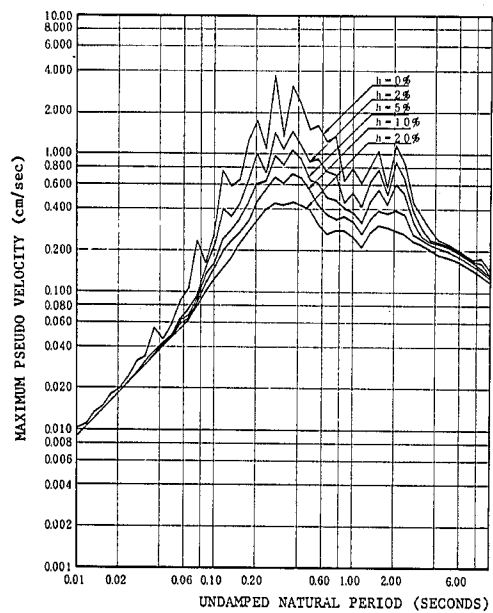
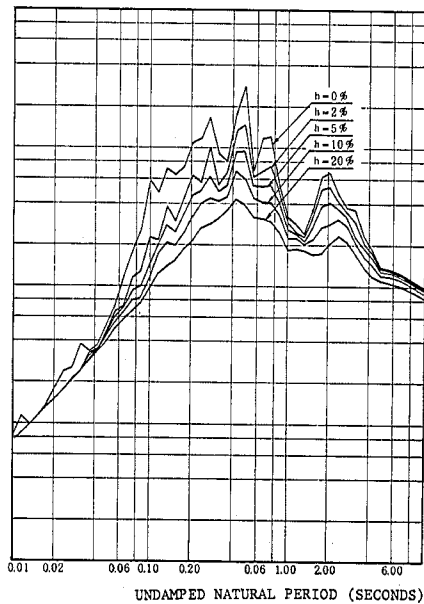


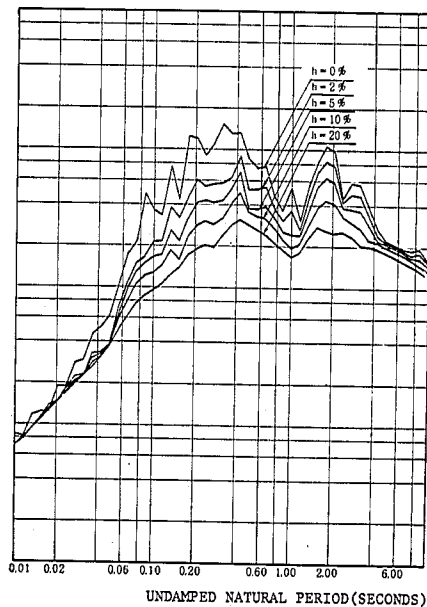
図-13 high-pass フィルターをかけたデータより計算した変位



14-1 F_{cc}



14-2 F_s



14-3 F_v

図-14 基線修正した基礎加速度波形より計算した応答スペクトル

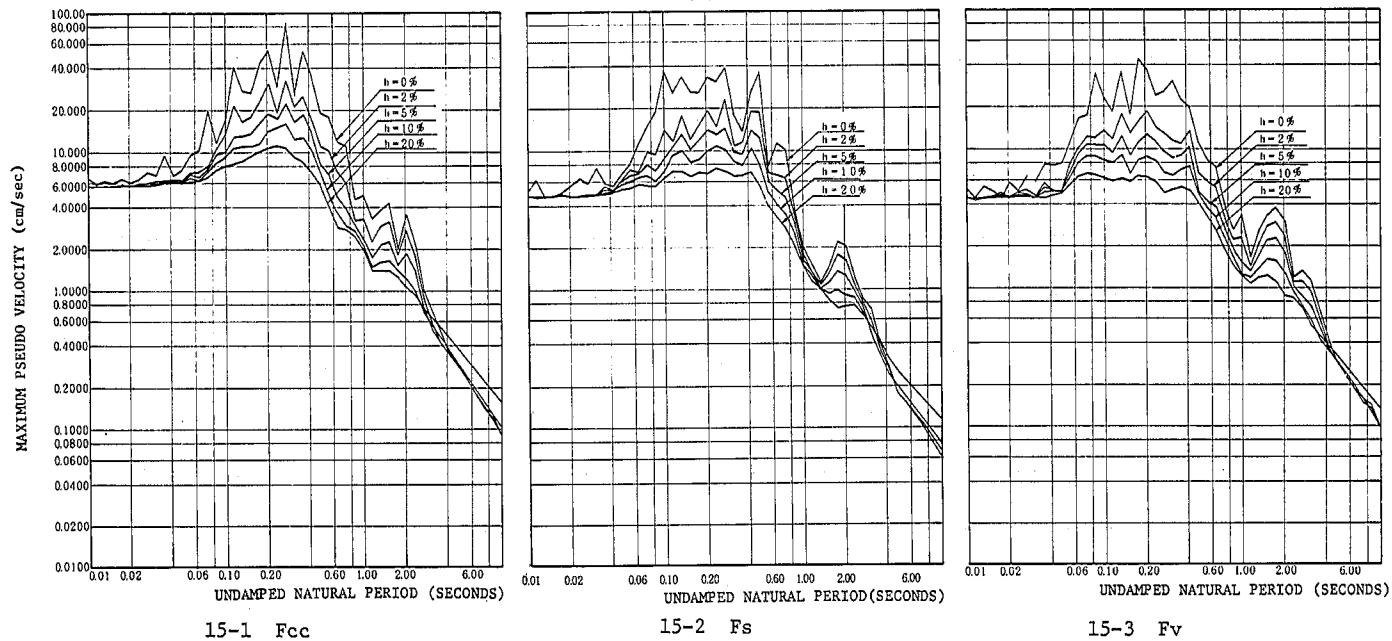


図-15 基線修正した基礎加速度波形より計算した応答スペクトル (絶対加速度)

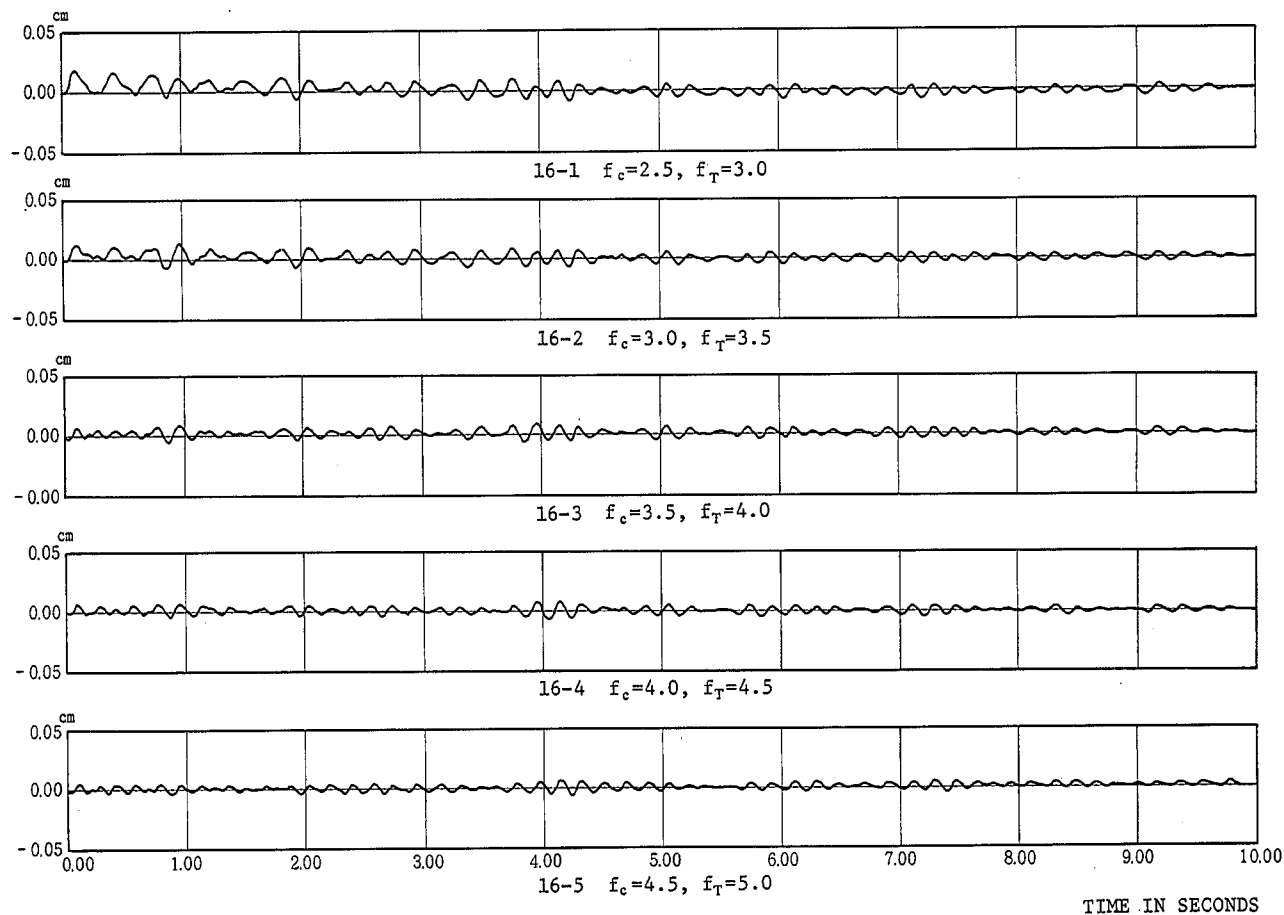


図-16 堤軸方向における堤頂の相対変位

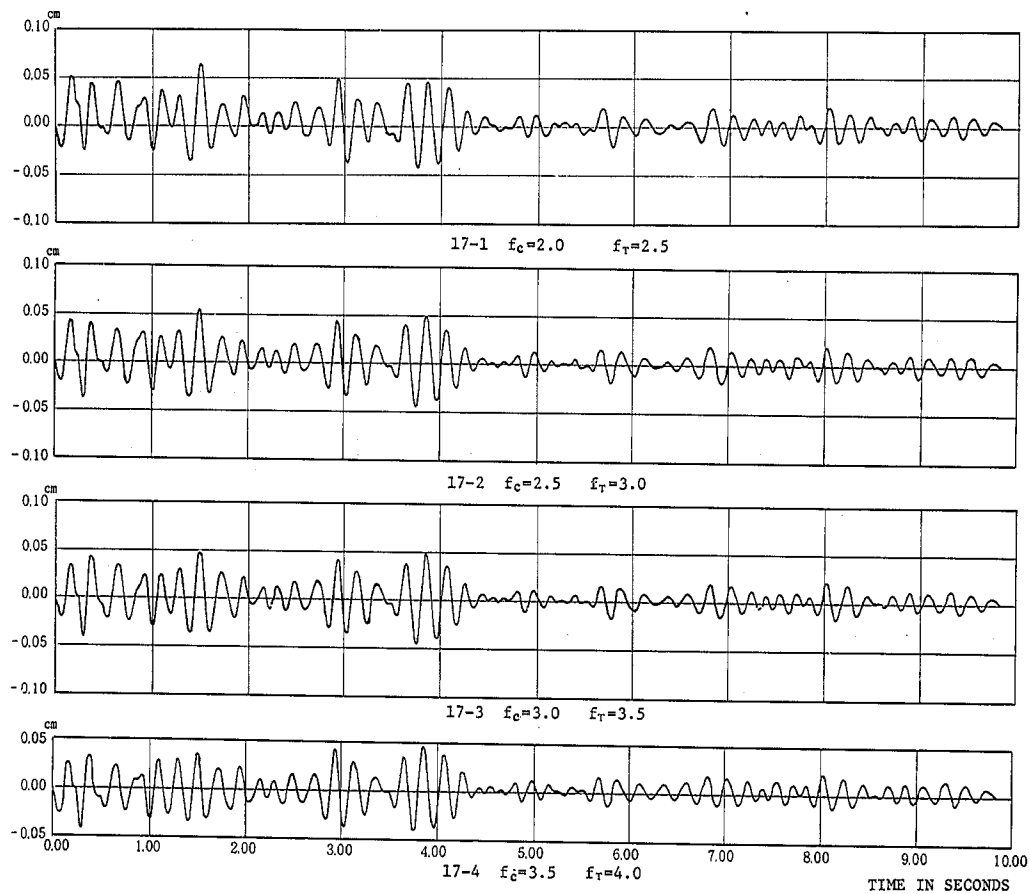


図-17 上下流方向における堤頂の相対変位

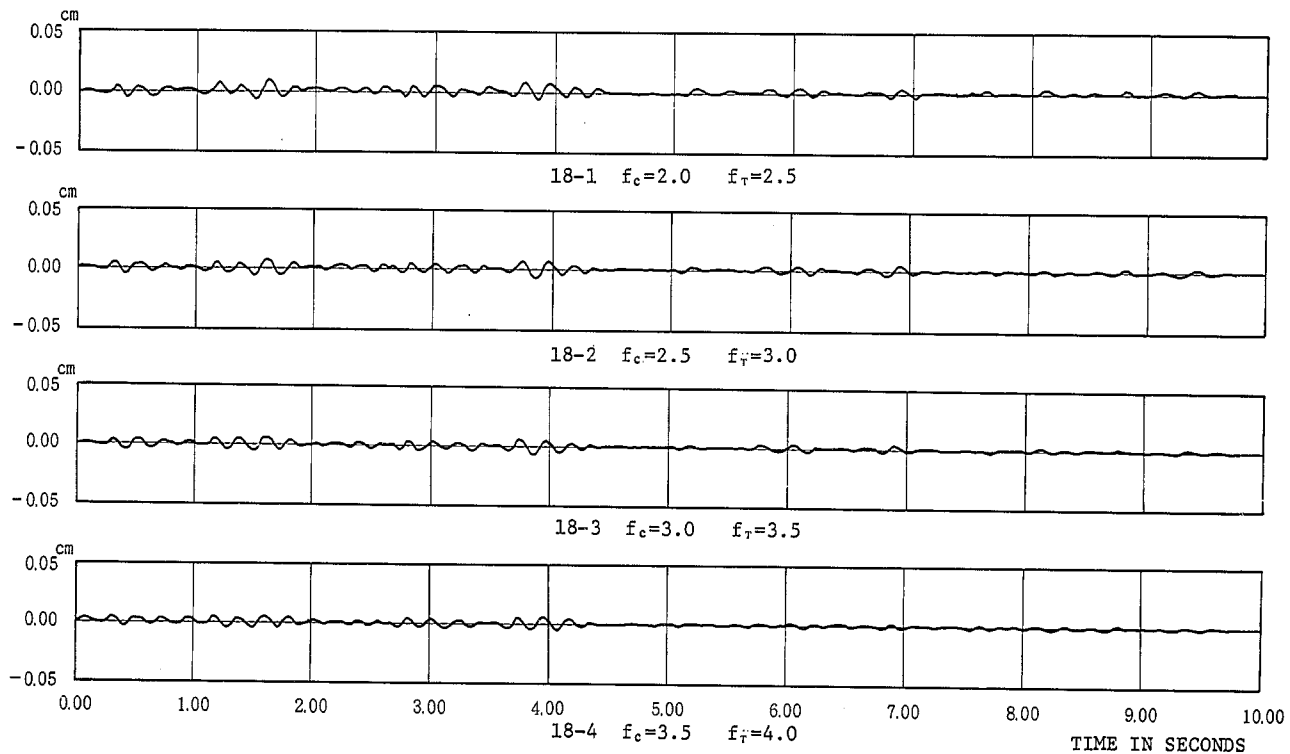


図-18 鉛直方向における堤頂の相対変位

動的解析

P. Chakrabarti および A. K. Chopra によって開発された計算プログラムを用いて、1976年7月8日の地震に対する湯田ダムの地震時挙動の2次元動的解析を行った。計算に先立って、計算プログラムに2点の修正を加えた。第1点は原プログラムでは変位の出力はあったが加速度の出力がなかったので加速度応答を求められるようにしたこと、第2点は貯水池のダムに対する影響を Westergaard の付加質量によって評価できるようにしたことである。

湯田ダムはアーチ式重力ダムであり、試算荷重法によって設計されたダムである。つまり3次元構造物として解析されるべきであるがここでは以下2点の理由により2次元解析も許容できると考えた。第1に通常のアーチダムよりも厚く上下流面はほぼ直線の単一曲率ダムであること、つまりアーチ要素よりも片持梁要素の働きが大きい構造である。第2に3次元解析では計算量が膨大となりいくつかの異なる条件について計算するには不経済であること。

解析に用いられた材料の物性値を表-4に示す。コンクリートの単位体積重量と弾性定数は室内試験の結果から決められた。表-5に室内振動試験の結果を示す。減衰定数(対臨界減衰比)は既設のダムにおける現場実物試験の結果(表-6)により定めた。減衰定数は歪の大きさに依存すると考えられるが、今回の地震は大きなものではなく歪は小さく表-6の実験における歪の大きさに近いので表-6における減衰定数の代表値3%とした。

貯水池のダムに対する影響は以下の2方法によって評価した。

- 1) Westergaard の付加質量概念
- 2) Chopra の副構造物概念

Westergaard の理論では貯水のダムに対する影響を評価するにあたって以下の5点の仮定を設けている。

- 1) 水は線型圧縮性を持ち、その粘性は無視する。
- 2) ダム-貯水池系の運動は2次元とする。
- 3) ダムの上流面は鉛直である。
- 4) 貯水池の底面は水平で、かつ貯水池は上流方向に無限に続きこの無限の点では地震時動水圧は無視できる。
- 5) ダム堤体は剛でそのたわみが貯水に与える影響は無視できる。

以上の仮定をたてると、貯水の運動の振幅が小さいときには、貯水の運動は2次元の波動方程式によって表現される。また基礎岩盤における地震動の周期が貯水池の貯水の基本周期よりも長ければ、貯水のダム堤体に与える動水圧は、ダム堤体にみかけ上付加された質量 m によって生ずる慣性力として評価される。

$$m = -\frac{8wH}{\pi^2 g} \sum_{1,3,5,\dots}^n \frac{1}{n^2 C_n} \sin \frac{n\pi y}{2H} \quad (4)$$

ここに

m : 付加質量(深さ y における)

表-4 動的解析に用いた材料特性

水の単位体積重量	1.0 t/m^3
コンクリートの単位体積重量	2.3 t/m^3
コンクリートの弾性係数	$2.5 \times 10^6 t/m^2$
コンクリートのポアソン比	0.2
減衰定数	3%

表-5 実験室における振動実験の結果

コンクリートの配合	動弾性係数 t/m^2	
	曲げ振動	縦振動
A	263,700	260,600
B	227,300	243,600
C	251,300	251,700

表-6 既設のダムでの実測の減衰定数

ダ ム 名	高 さ (m)	巾 (m)	固有振動数 (cps)	減衰定数 (%)	モ ー ド
佐々並 (日 本)	67.4	2.4 ~ 8.4	4.3	3.0	1 次の非対称形 (F) ¹⁾
			5.5	1.8	" (L) ²⁾
			5.5	2.0	1 次の対称形 (F)
			6.7	1.8	" (L)
			6.8	3.7	2 次 " (F)
			8.7	2.0	2 次の非対称形 (F)
上 椎 葉 (日 本)	110.0	7.0 ~ 27.7	3.8		1 次の対称形 (F)
			4.3	4.0 ~ 5.0	" の非対称形 (F)
			4.7	3.5 ~ 4.0	" (L)
			5.3	3.5 ~ 4.0	2 次の対称形 (F)
			6.3	3.5 ~ 4.0	" (L)
雲 川 (日 本)	39.0	2.8 ~ 11.0	9.2	4.4	1 次の非対称形 (F)
			12.1	2.3	1 次の対称形 (F)
殿 山 (日 本)	62.0	4.4 ~ 12.5	5.6	2.7	1 次の対称形 (F)
			6.2	2.5	" (L)
			9.8	1.5	2 次 " (F)
			10.5	1.6	2 次 " (L)
Monticello (アメリカ)	91.6	3.6 ~ 25.2	3.13	2.7	1 次の対称 (F)
			3.55	2.2	1 次の非対称 (F)
			4.68	2.5	2 次の対称 (F)
			6.00	2.1	2 次の非対称 (F)
			7.60	2.4	3 次の対称 (F)

1) F : 満 水 位

2) L : 低 水 位

H : 貯水池の深さ

w : 水の単位体積重量

π : 円周率

g : 重力加速度

y : 貯水表面よりの深さ

$$C_n = \sqrt{1 - \frac{16wH^2}{n^2 g k T^2}} \quad (5)$$

k : 水の体積弾性率

T : 基礎岩盤における地震動の周期

$w = 1.0 \text{ t/m}^3$, $H = 45.8 \text{ m}$, $g = 9.8 \text{ m/s}^2$ および $k = 211,000 \text{ t/m}^2$ としたとき, 種々の T に対する C_n ($n=1$) の値を表-7 に示す。この場合貯水池の固有周期は 0.127 秒でこのとき C_n の値はゼロとなり, Westergaard の解は発散する。

表-7 種々の周期における付加質量の値

T	∞	5.0	2.0	0.5	0.2	0.17	0.127
$C_n(n=1)$	1.0000	0.9997	0.9980	0.9670	0.7707	0.6619	0.0

一方 Chopra の理論においては上記 1) から 4) までの仮定は Westergaard と同じであるが, ダムは可撓性と仮定される。また Westergaard の解と異なり, 地震動の周期が貯水池の周期よりも小さいときでも解が求められており地震動の全周期成分を考慮している。

2 断面について固有値および固有モードを求めた。図-19 に最大断面を図-20 に第 5 ブロック断面を示す。これらの固有値を表-8 にまとめる。Westergaard の付加質量を計算するときの地盤の固有周期は, 図-13 における上下流方向変位の固有周期 2.0 秒を採用した。貯水池空虚時の最大断面での固有モード, 貯水池空虚時における第 5 ブロック断面での固有モード, 貯水位が EL. 219.8 m のときの第 5 ブロックの固有モード (Westergaard の理論による貯水の影響評価) をそれぞれ図 21, 22, 23 に示す。

実測記録の解析結果によれば, 湯田ダムの堤頂における上下流方向の固有振動数は 4.9 cps であるからこれは第 5 ブロックの固有振動数に一致する。最大断面の固有振動数は実測の固有振動数よりも小さい。したがって, 湯田ダムがアーチ式重力ダムで厳密には 3 次元構造物であることは先に述べたが, 2 次元解析のための代表的な 1 断面は固有振動数の一致から第 5 ブロックが適切である。以下においては湯田ダムの代表 2 次元断面として第 5 ブロック断面を採用する。

表-8 最大断面と 5 ブロック断面の固有振動数

モ - ド	最 大 断 面 貯 水 池 空 虚	第 5 ブ ロ ッ ク	
		貯 水 空 虚	Westergaard の理論 による貯水池評価
1	3.30	4.94	4.65
2	8.53	10.42	9.28
3	13.50	17.63	15.01
4	15.26	19.52	17.51
5	23.18	29.85	24.76

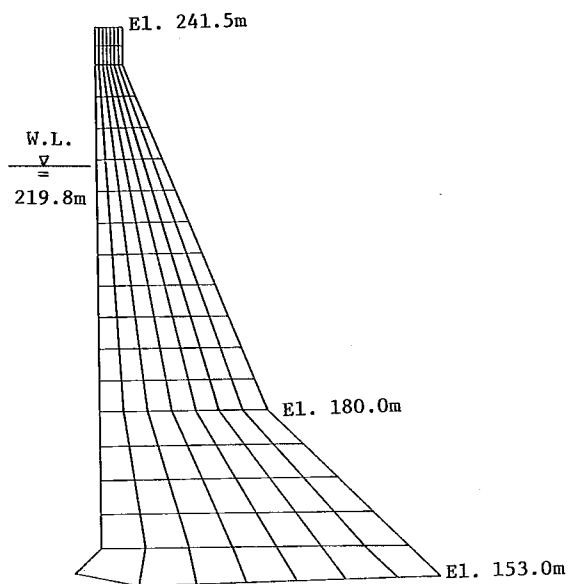


図-19 湯田ダムの最大断面の有限要素モデル

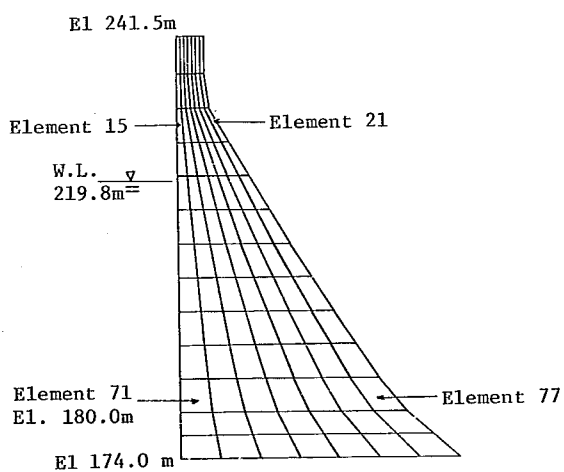
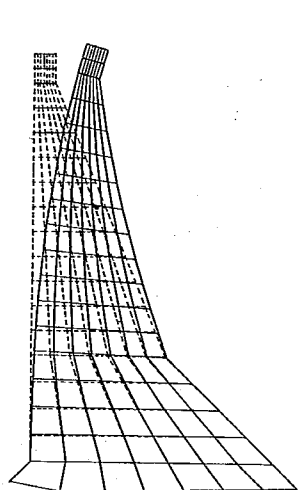
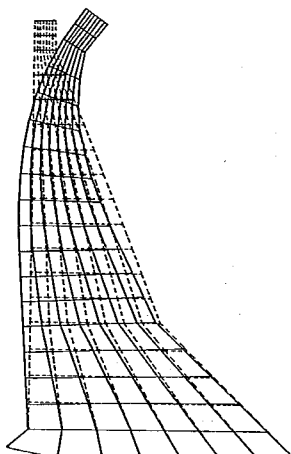


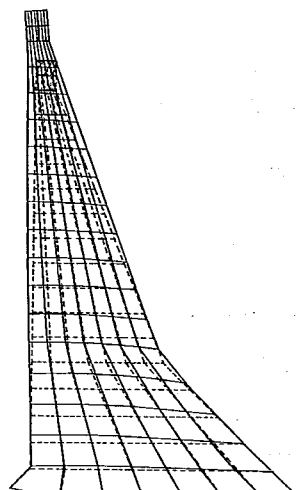
図-20 湯田ダムの第5ブロック断面の有限要素モデル



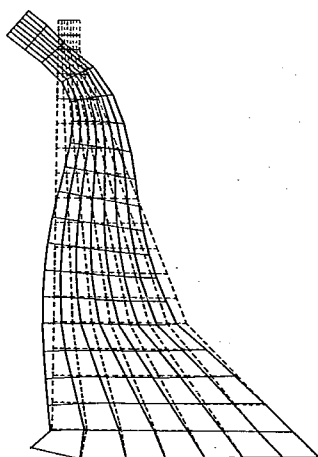
MODE NO. 1. FREQ. = 3.31



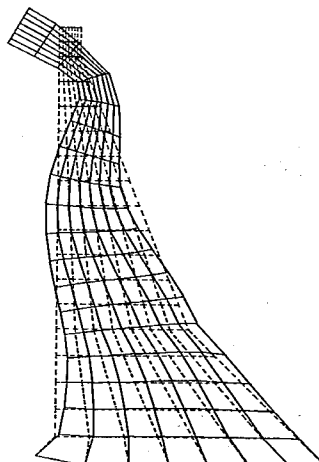
MODE NO. 2. FREQ. = 8.53



MODE NO. 3. FREQ. = 13.50

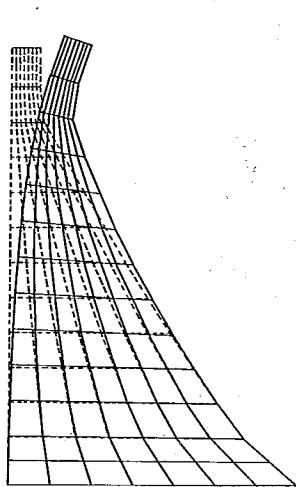


MODE NO. 4. FREQ. = 15.26

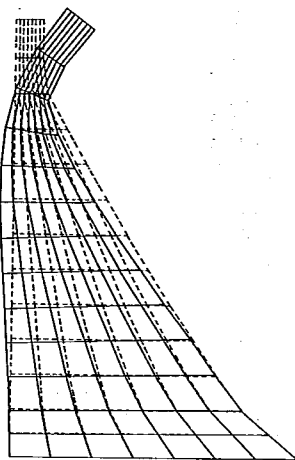


MODE NO. 5. FREQ. = 23.18

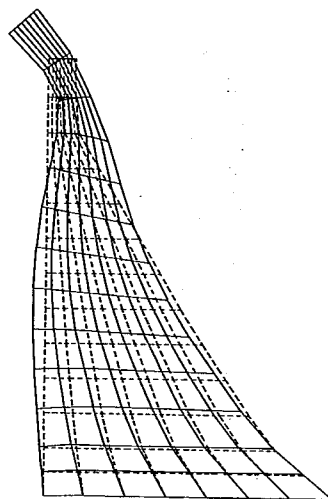
図-21 貯水位がないときの最大断面のモード形



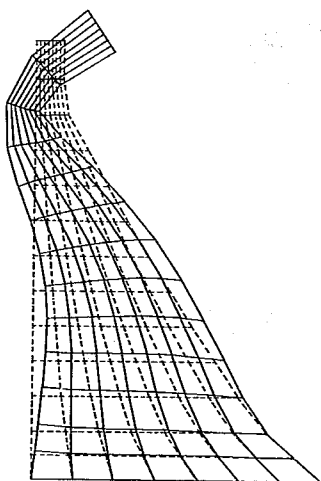
MODE NO. 1. FREQ.= 4.94



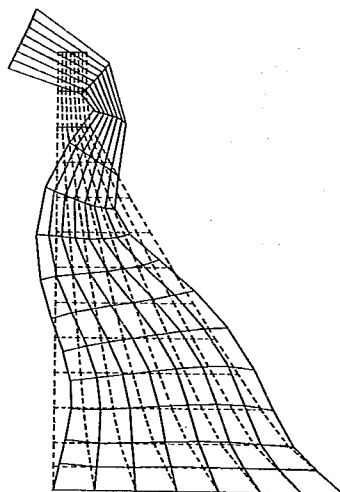
MODE NO. 2. FREQ.= 10.43



MODE NO. 3. FREQ.= 17.63

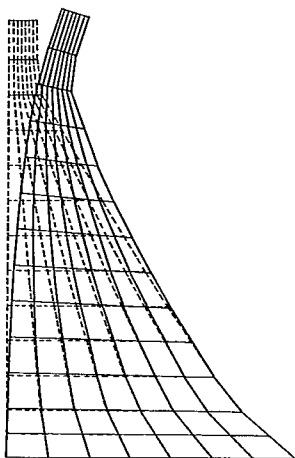


MODE NO. 4. FREQ.=19.52

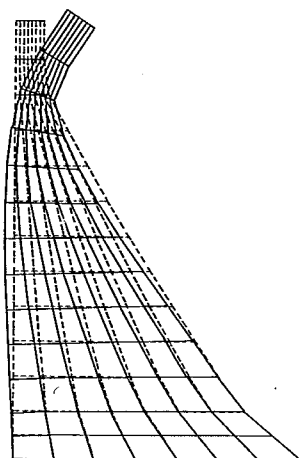


MODE NO. 5. FREQ.=29.85

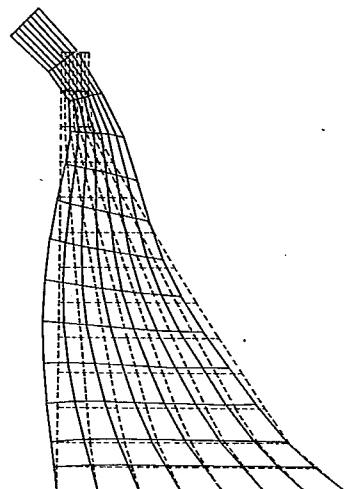
図-22 貯水位がないときの5ブロック断面のモード形



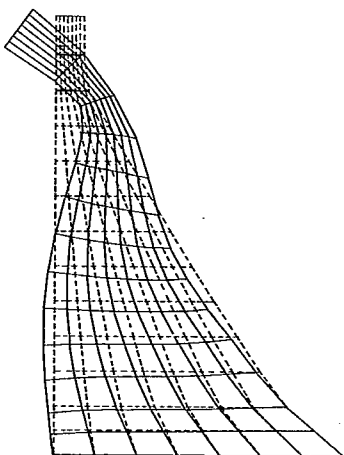
MODE NO. 1. FREQ. = 4.65



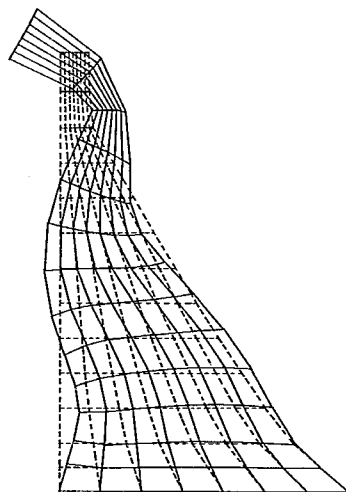
MODE NO. 2. FREQ. = 9.29



MODE NO. 3. FREQ. = 15.02



MODE NO. 4. FREQ. = 17.51



MODE NO. 5. FREQ. = 24.76

図-23 貯水位 219.8 m のときの 5 ブロック断面のモード形 (Westergaard の理論)

湯田ダム基礎岩盤において記録された加速度記録(基線修正したもの)を解析の入力加速度として、ダム堤頂における加速度と変位の応答を求めた。入力加速度と貯水のダム堤体に対する評価の組み合わせは次の7条件である。

ケース	基礎での地震動入力	動水圧の評価
1	水平動	貯水池空虚
2	水平動	Westergaard 理論
3	水平動	Chopra 理論
4	水平動+鉛直動	貯水池空虚
5	水平動+鉛直動	Westergaard 理論
6	水平動+鉛直動	Chopra 理論 ($\alpha^* = 0.0$)
7	水平動+鉛直動	Chopra理論 ($\alpha^* = 0.85$)

* α : 貯水池底面における波動の反射率

$$\alpha = \frac{k-1}{k+1}, \quad k = \frac{Cr \cdot Wr}{C \cdot W}$$

Wr : 基礎岩盤の単位体積重量

Cr : 基礎岩盤のP波速度

W : 水の単位体積重量

C : 水のP波速度

計算の結果得られた堤頂における水平方向および鉛直方向の加速度はそれぞれ図-24および図-25に示される。変位については、水平方向は図-26、鉛直方向は図-27に示される。これらの図にはすべて比較の便のため実測結果が付されている。表-9および10は加速度および変位の最大値とそれが生じた時刻をまとめたものである。解析においては $t = 0.0$ 秒以前の基盤の地震動は無視されているので、実測結果と計算結果を比較するときには、約 $t = 1.0$ 秒以降において比較するのが妥当である。(1自由度系の減衰項は $e^{-h2\pi ft}$ で表わされるから、いま $h = 3\%$ 、 $f = 4.9$ cps とすると $t = 1.0$ 秒および $t = 2.0$ 秒における振幅は $t = 0.0$ 秒における振幅のそれぞれ39%および15%になる。)

表-9 最大加速度とその発生時間

	Horizontal				Vertical			
	Downstream Direction		Upstream Direction		Upward Direction		Downward Direction	
	Time(sec)	Max.(cm/s ²)	Time	Max.(cm/s ²)	Time	Max.(cm/s ²)	Time(sec)	Max.(cm/s ²)
Measured	1.01	42.6	3.85	-44.1	1.51	7.2	3.76	-5.7
Case 1	1.77	36.6	1.63	-46.7	1.54	4.7	1.64	-6.9
Case 2	2.42	54.4	1.66	-53.9	1.57	7.6	1.66	-8.0
Case 3	2.40	53.7	1.66	-66.9	1.34	7.6	1.65	-9.1
Case 4	1.56	35.9	1.63	-42.6	1.56	8.4	1.64	-7.7
Case 5	1.80	47.1	1.66	-42.9	1.57	10.6	1.72	-10.3
Case 6	2.40	59.1	1.66	-71.8	1.97	11.5	1.65	-11.3
Case 7	1.34	46.2	1.66	-64.3	1.97	9.6	1.65	-10.3

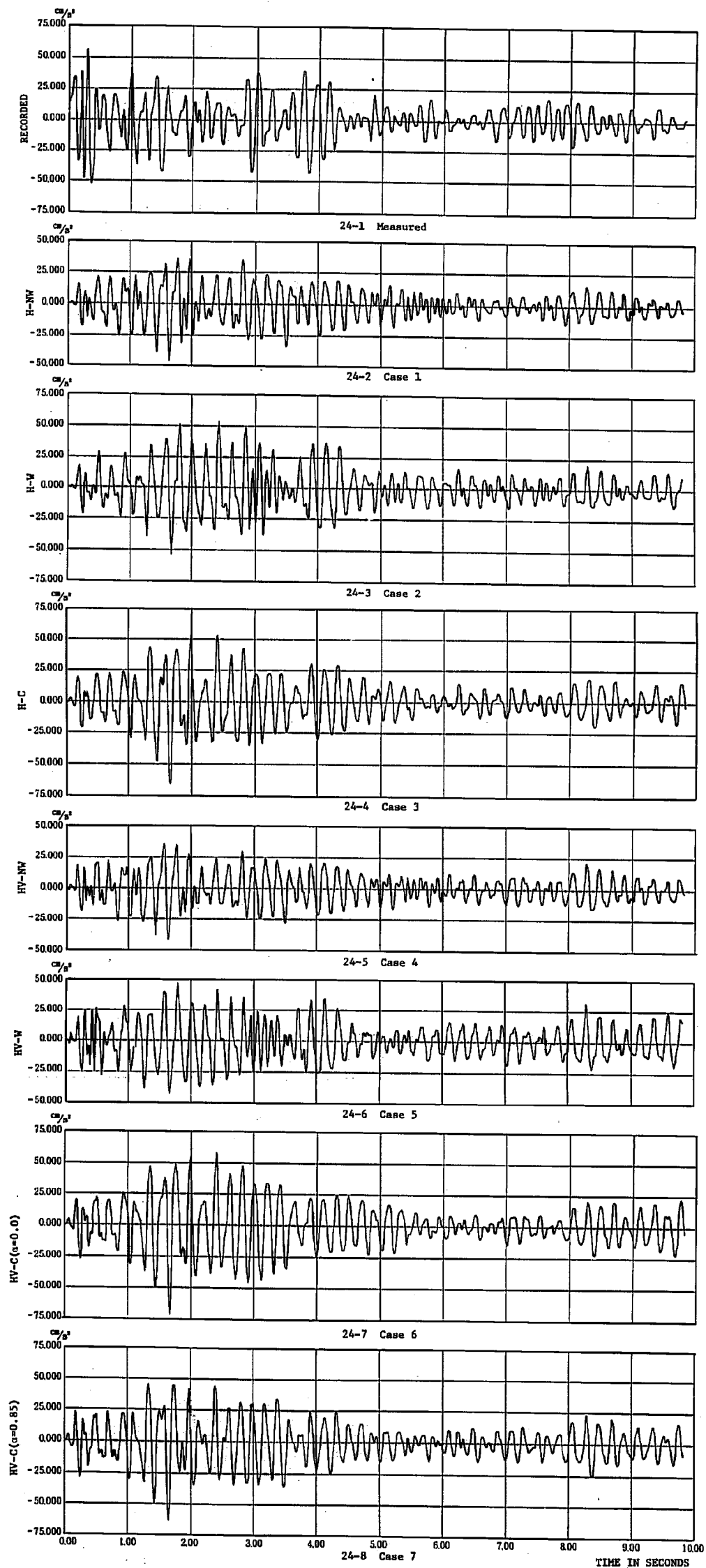


図-24 ダム堤頂の上下流方向における実測値と解析加速度応答の比較

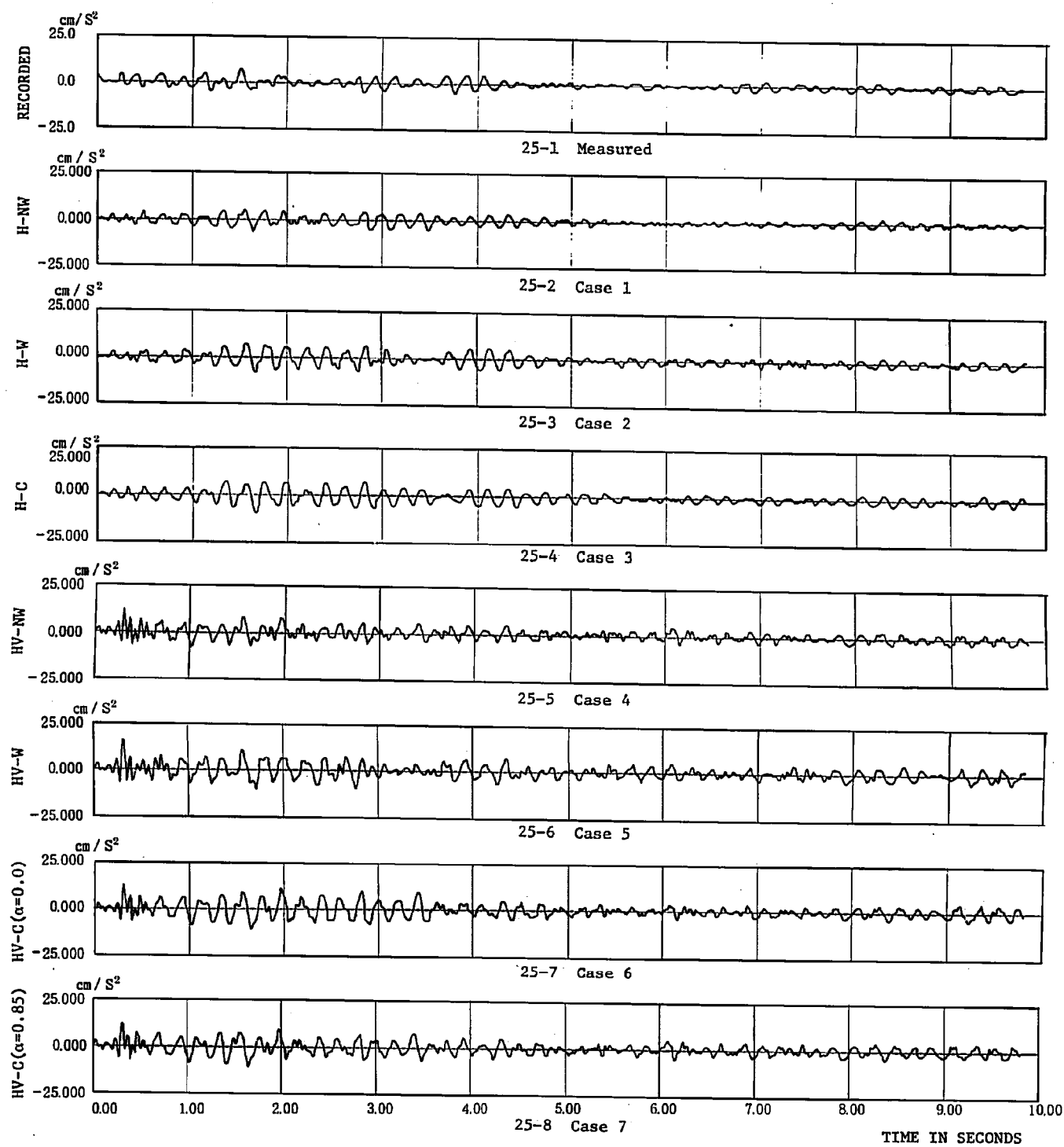


図-25 ダム堤頂の鉛直方向における実測値と解析加速度応答の比較

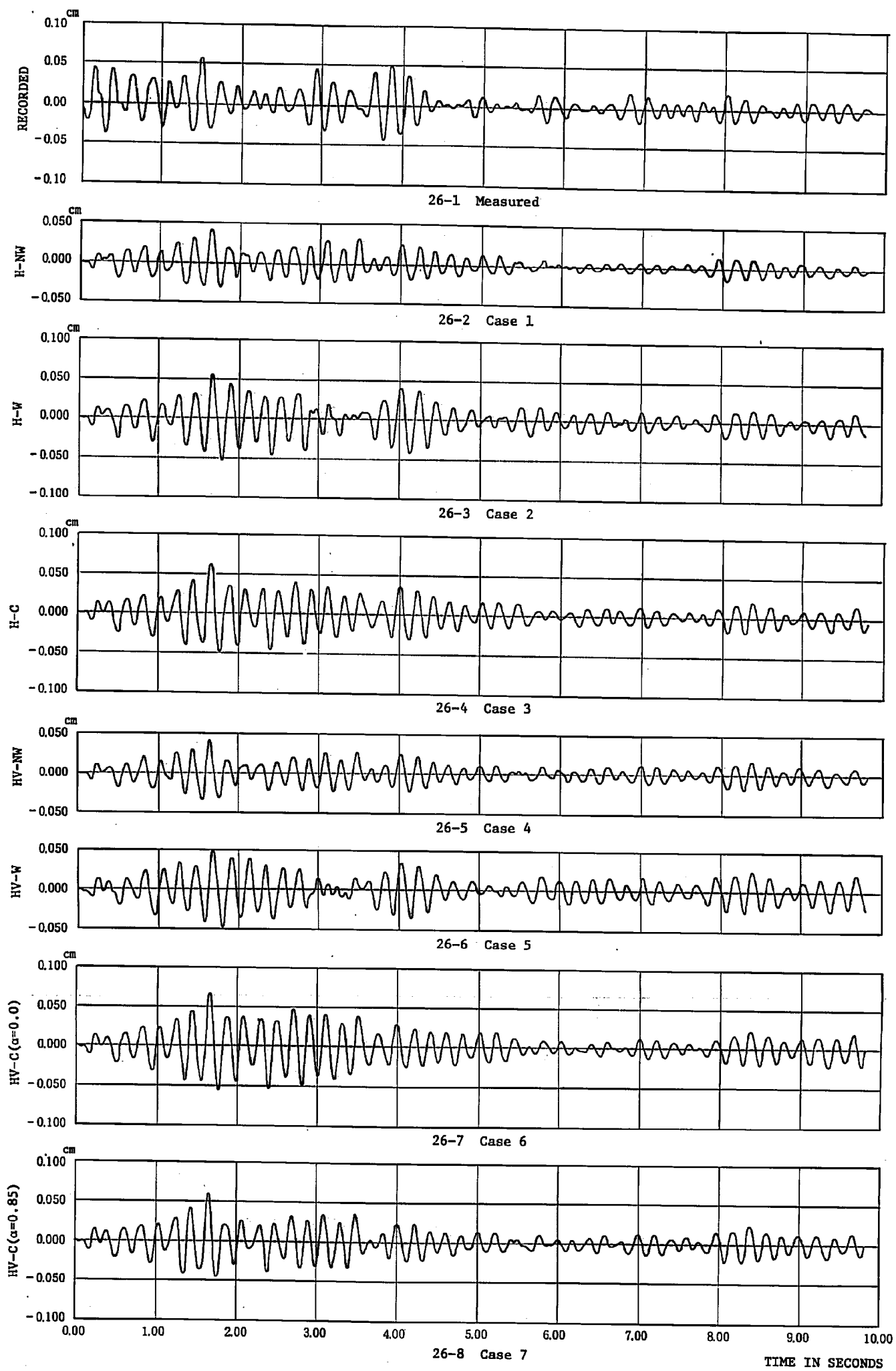


図-26 ダム堤頂の上下流方向における実測値と解析加速度

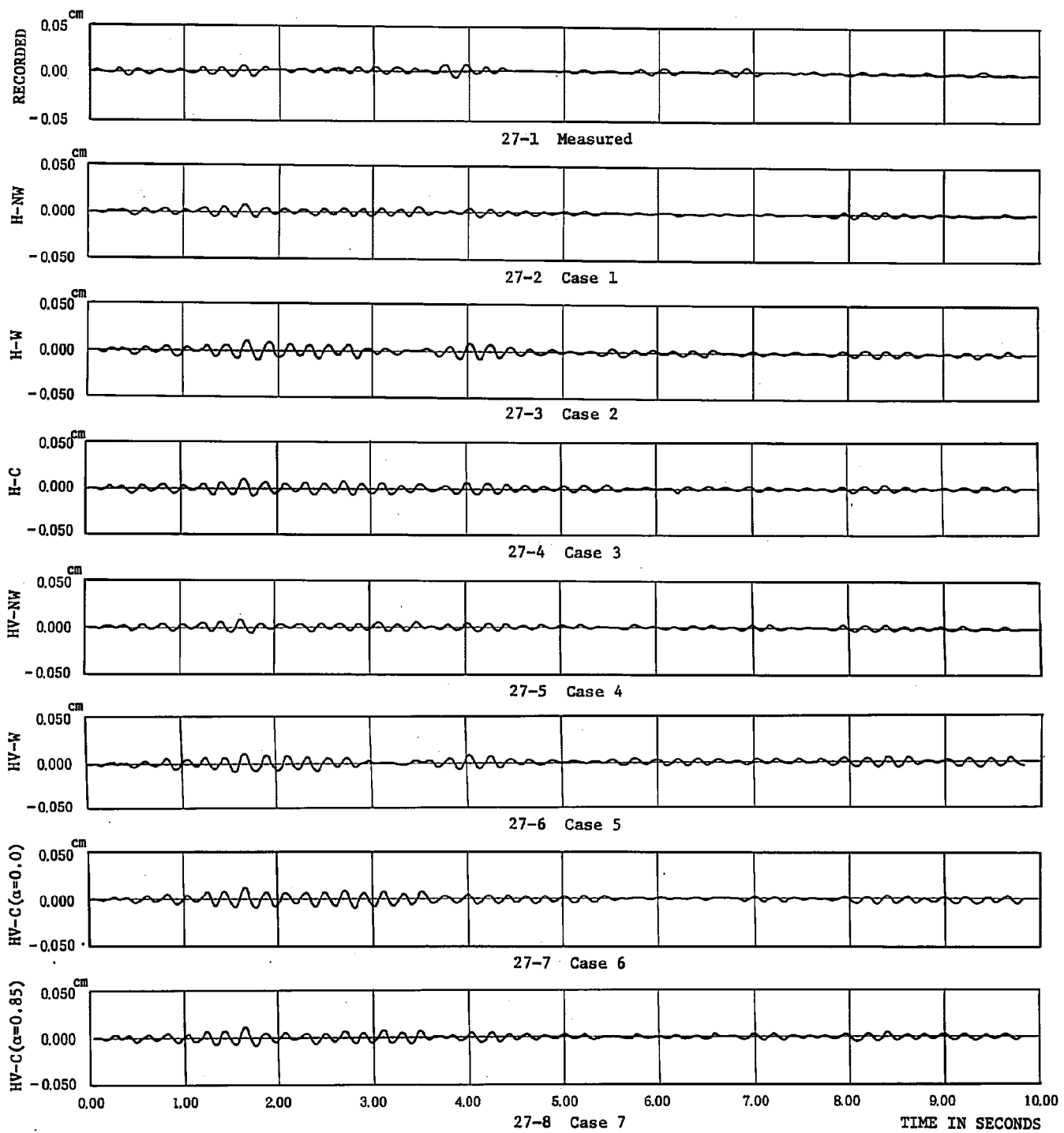


図-27 ダム堤頂の鉛直方向における実測値と解析加速度応答の比較

表-10 最大変位とその発生時間

	Horizontal				Vertical			
	Downstream Direction		Upstream Direction		Upward Direction		Downward Direction	
	Time(sec)	Max(cm)	Time(sec)	Max(cm)	Time(sec)	Max(cm)	Time(sec)	Max(cm)
Measured	1.50	0.055	3.76	-0.046	1.61	0.007	3.86	-0.007
Case 1	1.64	0.042	1.76	-0.033	1.64	0.007	1.75	-0.005
Case 2	1.66	0.055	1.79	-0.055	1.67	0.009	1.78	-0.009
Case 3	1.66	0.063	1.76	-0.052	1.66	0.010	1.77	-0.009
Case 4	1.64	0.042	1.55	-0.034	1.64	0.007	1.55	-0.006
Case 5	1.67	0.050	1.80	-0.049	1.67	0.009	1.80	-0.008
Case 6	1.66	0.069	1.76	-0.057	1.66	0.011	1.76	-0.009
Case 7	1.65	0.060	1.75	-0.047	1.65	0.010	1.75	-0.008

図-24から27および表9から10までの結果より得られた諸点は以下の通りである。

1. 貯水池を空虚として得た応答は、加速度も変位も実測値よりも小さかった。
2. 地震入力の影響は小さかった。これは重力ダムの基本振動は水平曲げ振動であり鉛直成分による影響が小さいためである。
3. 加速度についても変位についても、Westergaardの理論およびChopraの理論は実測結果とよく合った。実測結果の変位では $t = 3.0$ から 3.5 秒において振幅の減衰があるがこの傾向はChopraの理論による解よりもWestergaardの理論による解の方がよく合っている。またChopraの理論による解には、高次の周波数は少なく、Westergaardの理論による解にはより多くの高周波成分を含んでいるがこの点もWestergaardの理論の方がやや実測結果に近いようである。表-7に示されるように、 $T=0.5$ から $T=\infty$ までの周波数領域に対して付加質量の値はほぼ一定であるので、ケース2およびケース5で求められた結果は（これらの2ケースにおいて $T=2.0$ 秒としてある：前述）、水の圧縮性を無視した（ $T=\infty$ ）場合の解とはほぼ同じである。このことはWestergaardの仮定中の2点——①地震動の周期は貯水池の周期よりも長い、②ダムは剛でたわまない——が現実に許容し得る仮定であるかのように考えられる。本解析の場合①はその通りであり、上下流方向の加速度の卓越周期は約0.5秒、変位の卓越周期は約2.0秒であった。一般に地震動（地盤における）の加速度の卓越周期は早くても変位のそれはかなりゆっくりしたものであること、貯水池の波動方程式は変位によって与えられること、および早い振動に対しては減衰の効き方が大きいことを考えると①の仮定はダムの地震応答を求める多くの場合にあってはまると考えられよう。②についてはダム堤頂の相対変位は地盤の変位とはほぼ同じであるが、ダムのたわみ形は堤頂において大きく中位標高以下では小さいものなので許容される場合も多いと考える。
4. ケース6とケース7を比較してみると、ケース6（ $\alpha=0.0$ ）の加速度および変位の振幅はケース7（ $\alpha=0.85$ ）のそれらよりも大きかった。ケース7においては貯水池の底の岩盤はケース6の場合よりも堅いと仮定されており、したがってダム-貯水池系の固有振動数は、ケース7がケース6よりも高い。一方上下流方向の地盤の地震動の卓越周期は2.0秒であるからケース6のダム-貯水池系の固有周期の方がこの地盤の周期に近いためにケース6がケース7よりも大きく振動するのである。

地震力を考えたダム設計では、最終的には加速度や変位ではなく応力が重要となろう。表-11には静的応力（自重と静水圧による応力）を無視した動的応力の最大値を示す。本解析における地動の最大加速度は 4.7 cm/sec^2 であり、これは通常の設計地震の加速度の最大値の $\frac{1}{40}$ 程度である ($4.7 \times 40 = 188 \text{ cm/sec}^2$)。ダム堤体の物性値は線型で歪によって変わらず、ダム上流面の応力は静的な状態で鉛直方向引張応力が零と設計されているとすると、本解析の地震入力 40 倍の地震による上流面引張応力は、 $(0.5 \sim 0.8) \times 40 = 20 \sim 32 \text{ kg/cm}^2$ となる。一方湯田ダムのコンクリートの圧縮強度は表-12に示されるような値であり、計算上の動的引張応力 $20 \sim 32 \text{ kg/cm}^2$ は圧縮強度の約 $1/12$ 程度である。コンクリートの動的引張強度およびダムのブロック（水平）間のジョイントの動的強度については、本報告書の範囲を越えるのでこれ以上の議論は止める。

表-11 動的応力の最大値 (kg/cm^2)

	Element 15		Element 21		Element 71		Element 77	
	Tension	Compression	Tension	Compression	Tension	Compression	Tension	Compression
Case 1	0.524	0.405	0.430	0.551	0.288	0.281	0.245	0.240
Case 2	0.613	0.597	0.639	0.644	0.440	0.464	0.385	0.364
Case 3	0.759	0.593	0.627	0.806	0.429	0.434	0.374	0.349
Case 4	0.487	0.418	0.429	0.506	0.315	0.272	0.244	0.256
Case 5	0.495	0.526	0.561	0.520	0.451	0.393	0.346	0.366
Case 6	0.812	0.652	0.692	0.859	0.491	0.468	0.411	0.391
Case 7	0.716	0.511	0.549	0.755	0.427	0.412	0.382	0.350

表-12 湯田ダムコンクリートの圧縮強さ

配 合	セメント量 kg	水セメント比 %	91日の圧縮強さ kg/cm^2
A	230	39.0	435
B	210	42.9	423
C	190	47.4	373
D	160	56.3	338

結

論

本研究により下記の結論が得られた。

1. ダム堤頂の基礎に対する動的相対変位が、加速度記録より求められた。相対加速度に対して、ダムの固有振動数よりもわずかに低い切断周波数 (Cutoff frequency) を使って数値濾波することは有効であった。
2. 実測の固有振動数と同じ振動数を持つ第 5 ブロック断面で全断面を代表させて応答計算を行った。このとき Westergaard の理論および Chopra の理論はともに実測結果の加速度および変位とよく一致した結果を与えた。

地動の鉛直動成分の影響は小さかった。

謝 辞

この報告書中の解析の大部分は米国政府内務省開拓局 Engineering & Research Center の研究設備を用いて行った。この研究計画を認め一般的指示を与えてくれた開拓局コンクリートダム課 Glenn S. Tarbox 氏および開拓局の計算機を使うに当って援助してくれた Louis Roehm 両氏に謝意を表します。又加速度記録を提供した湯田ダム管理支所山本民堂所長に感謝いたします。

参 考 文 献

- 1) H.M. Westergaard, "Water pressures on dams during earthquakes," Transactions, ASCE, 98, pp.418-433 (1933)
- 2) P. Chakrabarti, A.K. Chopra, "Earthquake analysis of gravity dams including hydrodynamic interaction," Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.2, pp.143-160 (1973)
- 3) P.Chakrabarti, A.K. Chopra, "A computer program for earthquake analysis of gravity dams including hydrodynamic interaction" Report No. EERC 73-7, Earthquake Engineering Research Center, University of California, (1973)
- 4) M.D. Trifunac "Baseline correction of strong motion accelerograms," Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 61, No.5, pp.1201-1211 (1971)
- 5) J.F.A. Ormsby, "Design of numerical filters with applications to the missile data processing", Journal of Association for Computing Machinery, Vol. 8, pp.440-466 (1961)
- 6) S. Okamoto, "Introduction to Earthquake Engineering" (1971) Tokyo Univ. Press
- 7) G. C. Rouse and J.G. Bouwkamp, "Vibration Studies of Monticello Dam" Research Report No.9, Bureau of Reclamation (1967)