

ロックフィルダムの動的応答特性について

成田国朝・建部英博・奥村哲夫・大根義男

On the Dynamic Response Behaviours of Rockfill Dams

Kunitomo NARITA, Hidehiro TATEBE, Tetsuo OKUMURA
and Yoshio OHNE

Nonlinear dynamic response behaviours of rockfill dams are investigated on the basis of numerical computations by the finite element method. Analysis is made on a hypothetical actual size rockfill dam which is subjected to both harmonic excitations with different magnitudes in acceleration amplitude and frequency and actual earthquake disturbance.

It is recognized that the distributions of response accelerations and shear strain developed in the embankment are almost horizontal at resonant, which are similar as those represented by the shear beam theory. Also is noticed that large vertical acceleration may develop along both sides of slopes even if the input base acceleration is horizontal when its frequency is higher than the eigen frequency of the embankment. Concerning the applicability of linear procedure for the response analysis of fill-type dams, it is emphasized that nonlinear behaviours of embankments can be explained by the linear analysis procedure provided that reasonable shear strain level is assumed.

1. はじめに

近年、設計・施工技術の進歩と建設機械の大型化に伴って、わが国でも堤高100m以上の大規模なフィルダムが数多く建設されるようになった。わが国を含めた地震多発地帯では、基礎地盤を含めた堤体の耐震性の問題がフィルダムの設計・施工上の重要な検討事項であり、絶えず論議されるところである。

フィルダムの耐震性は従来から震度法を適用して検討されてきた。これは震度法の概念が単純であるため実用面に取り入れ易いこともあるが、震度法を用いて設計し、近代的な技術で施工されたダムが過去の地震において大きな被害を受けなかったという経験的事実¹⁾が適用上の大きな背景になっていることも否定できない。

しかし、現場観測や応答解析の結果からすでに指摘されているように、実ダムの地震時の挙動は震度法で仮定するような単純な形のものではなく、例えば堤体内の加速度分布を見ても、堤頂部での応答の増幅が著しいことが知られている。しかも堤体断面の不均質性や築堤材料の非線形性、地震外力の不規則性などが応答をより複雑にし、統一的な議論を困難にしている。さらに、地震時の安定性の評価においては土の動的強度特性に関する知識が必要になるが、現在のところ動的強度の定義自体に

確としたものがないため十分議論されているとはいえない。このように震度法の妥当性については常に疑問がなげかけられているが、それに代わるべき適当な方法が見当らないことも事実であり、現在、震度法の見直しと新たな耐震設計法の確立を目指して、さまざまな方面から研究が進められている。

本研究はロックフィルダムを対象として、数値解析の立場からフィルダムの地震時応答特性を明らかにし、耐震設計への基礎資料を得んとするものである。フィルダムの地震応答解析に関する当初の研究は堤体を弾性体と仮定した議論であり、これにはせん断梁理論によるもの²⁾や二次元の運動方程式を差分法や有限要素法で解いたもの^{3),4)}などがあげられる。なかでも有限要素法による解析は、フィルダムのように断面形状が複雑で不均質な材料から構成される構造物の解析に適しており⁵⁾、その後の研究に広汎に用いられている。

土の動的変形特性に関する実験的研究が進み、剛性率や減衰定数などの材料物性のひずみ依存性が明らかになるにつれ、築堤材料の非線形物性を考慮した応答解析が行われるようになった。一般に、土の非線形性を考慮した解析では、材料物性の表現法やパラメータの決定法、さらに解析手続きの選び方によってさまざまな計算手法が提案されるので、それらの妥当性や適用性は常に議論

されるところである。特にフィルダムの動的問題では解の検証が難しいため、この種の議論はあまり進展していない。しかし、Hardin-Drnevich モデル⁶⁾や Ramberg-Osgood モデル⁷⁾で代表される非線形性の数式化近似に関する議論が進み、室内実験データが整理されてくるにつれ、解析手続きになお若干の多様性を含みながらも、等価線形概念を土台とした計算手法が一つの有力な手段になりつつある^{8),9)}。

本研究では、ロックフィルダムの基本的な応答特性を解明するために、Hardin-Drnevich 型モデルの材料非線形性を有する均質の三角形堤体について、加速度振幅や振動数を種々変化させた定常波や実地震波外力を与えたときの非線形応答挙動を調べる。この種の議論は、すでに渡辺ら¹⁰⁾によって一部なされているが、本研究では計算範囲を広げるとともに、堤体の安定性の評価に重要な意味をもっと考えられる堤体内の加速度分布やひずみ分布にみられる非線形性や周波数依存性を主に議論する。また、非線形の応答解析はどの方法を選ぶにせよ多大な時間と労力を必要とするので、この点については線形計算をつけ加えて線形解の適用性についても言及する。

2. 有限要素法による応答解析

2.1 解析モデル

本研究では剛体基礎地盤上に築造される堤高100m、上流斜面勾配がそれぞれ1:2.6, 1:2.2の均一型のロックフィルダムを対象として、基礎に既知の加速度(定常波や地震波)が入力されるときの堤体の動的応答特性を調べる。図-1はその横断面を有限要素分割したもの

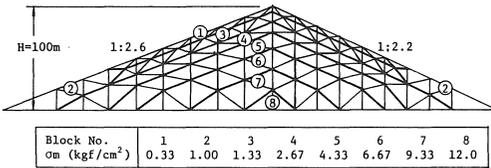


図-1 有限要素モデル

であり、解析ではこれを二次元平面ひずみ問題として扱う。後述するように、材料の物性値は拘束圧の関数で与えられる。そこで要素分割に当っては、堤体断面を斜面にはほぼ平行な数個の層状のブロックに分け、各ブロックごとに平均主応力 σ_m の概略値を割当てて拘束圧のデータとした。図で太い実線はブロックの境界線、数字はブロック番号である。各ブロックに割当てた σ_m の値は図中の表に示してあるが、これらの値は堤体密度を $\rho=2.0\text{tf/m}^3$ 、静止土圧係数を $K_0=0.5$ 、堤体表面からブロック中心までの深さを h として $\sigma_m=(1+2K_0)\cdot\rho gh/3$ で与えたものである。

2.2 運動方程式

剛体基礎に既知の加速度 \ddot{U}_0 が入力されるときの多自由度系の運動方程式は一般に

$$[M]\ddot{U}_r + [C]\dot{U}_r + [K]U_r = -[M]\ddot{U}_0 \dots\dots\dots(1)$$

で与えられる。ここで、 $[M]$ 、 $[C]$ 、 $[K]$ はそれぞれ構造系(堤体)の質量、減衰、剛性マトリックス、 U_r は構造系内の質点の相対変位ベクトルであり、絶対変位ベクトル U と $U=U_r+U_0$ の関係にある。

上式において $[M]$ は有限要素分割と材料密度から決まる定マトリックスである。 $[K]$ は後述の材料剛性(剛性率 G) の非線形性によって要素ごとに、そのひずみレベルに対応して変化するマトリックスである。 $[C]$ については現状では確とした決定法がないので、ここでは Rayleigh ダンピングを考え、 $[M]$ と $[K]$ の線形結合で表わされると仮定する。すなわち、 a 、 b を比例定数として

$$[C]=a[M]+b[K] \dots\dots\dots(2)$$

とする。 a 、 b の決め方にはいろいろな方法が考えられるが、ここでは材料の減衰特性と対応させる Powell¹¹⁾の方法を採用し

$$a=h\omega_1, b=h/\omega_1 \dots\dots\dots(3)$$

で表わされると仮定する。ここに、 h は減衰比、 ω_1 は構造系の基本固有振動数である。減衰比 h は剛性率 G と同様に材料非線形性によって要素ごとに、ひずみレベルに対応して変化する量である。また、 ω_1 も剛性率 G の変化に対応して変化するので、やはりひずみ依存性がある。

ロックフィル材料の物性値 (G , h) については室内実験の困難さから十分な情報が得られているとはいえない。これは最大粒径を縮小して実材料と相似粒度のレキや碎石の実験を行うにしても実験装置が大掛りにならざるを得ないためである。しかし絶対量は別として、 G や h の基本的な特性(ひずみ依存性や拘束圧との関係など)はロック材料と砂質土とで大きな相違はなく、データが多く整っている砂質土の実験結果が有効に使用できるものと考えられる。そこで、本解析ではロック材料の G 、 h のひずみ依存性について Hardin-Drnevich モデルを仮定し、式中の諸定数の値は砂質土や碎石の実験データに基づいて定めることとした。

Hardin-Drnevich モデルでは、 G 、 h とせん断ひずみ γ の関係を次式で近似する。

$$\frac{G}{G_0} = \frac{1}{1+\gamma/\gamma_r}, \quad \frac{h}{h_0} = \frac{\gamma/\gamma_r}{1+\gamma/\gamma_r} \dots\dots\dots(4)$$

ここで、 G_0 は $\gamma=10^{-6}$ での G の値、 h_0 は γ が大きいとき (10^{-2} オーダー) の h の値、 γ_r は規準ひずみである。 G_0 、 γ_r は有効拘束圧 σ'_0 のべき乗に比例することが確かめられ

ており、これまでの実験結果から判断して、 G_K , γ_K を比例定数として

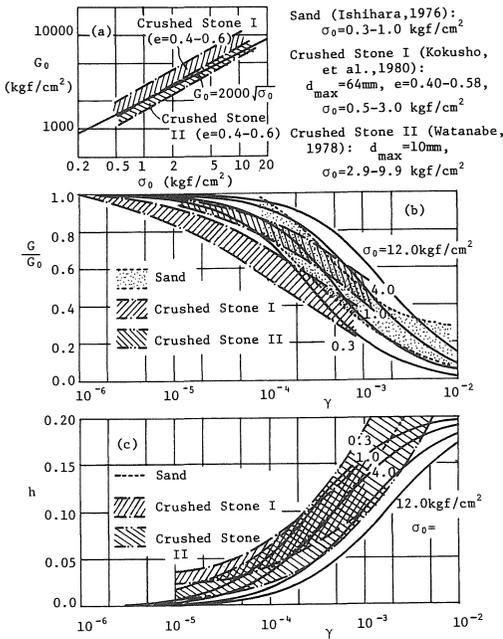
$$G_0 = G_K \sqrt{\sigma'_0}, \quad \gamma_r = \gamma_K \sqrt{\sigma'_0} \dots\dots\dots(5)$$

と表してもしても大差ないと考えられる。ここで G_K は間隙比の関数である。

計算に用いた数値は以下の通りである。

$$G_K = 2,000, \quad \gamma_K = 5 \times 10^{-4}, \quad h_0 = 0.20$$

図一 2 (a)~(c)は現在までに得られている砂質土および砕



図一 2 ロックフィル材料の動的物性値

石の実験結果^{12),13),14)}と計算に用いたモデルとを対比したものである。(a)図は $G_0 \sim \sigma'_0$ の関係の比較であり、碎石の実験で提案された 2 つの式において間隙比を 0.4~0.6 としたものと計算モデル $G_0 = 2,000 \sqrt{\sigma'_0}$ が示されている。計算モデルは両実験結果の中間の値を与えると考えてよい。(b)図は G のひずみ依存性を比較したものである。実線は本研究で対象とした 100m のロックフィルダムの考え得る応力範囲 $\sigma'_0 = 0.3 \sim 12.0$ kgf/cm² で計算モデルの $G/G_0 \sim \gamma$ 関係を描いたものである。計算モデルは砂質土や粒径の小さい碎石の実験結果を網羅していると考えてよい。最後に(c)図は $h \sim \gamma$ 関係を比較したものであり、大きなひずみ範囲を除けば計算モデルはすべての実験結果を網羅していることがわかる。

2. 4 計算内容

非線形応答計算の流れは次のようになる。まず全要素に一定の初期ひずみ γ_0 を与えて各要素の G , h を式(4)より決定し [K], [C] マトリックスを作成する。定常波による応答を調べる場合は同一周期, 同一振幅の正弦波を

数波連続して与え、式(1)を直接積分法により微小時間ごとに解く。積分の方法は Newmark の β 法を用い、 $\beta = 1/4$ とする。応答が定常になった時点において各要素で発生する最大せん断ひずみ γ_m を調べると、その値は最初に仮定した値 γ_0 と異なる。そこで今度は $\gamma = \gamma_m$ として式(4)より各要素の G , h を計算し直し、再び一連の正弦波を与えたときの応答を調べる。このように G , h を修正しながら前回の γ_m と今回の γ_m が各要素で一定の誤差範囲内に入るまでくり返し計算を行う。今回の計算では収束条件を 10% 以内としている。実地震波の計算も同様な手順であるが、この場合は収束判定に用いるひずみレベルのとり方によって解が異なってくる。今回は経験的な判断から最大ひずみの 2/3 を判定基準とした。

表一 1 は計算内容をまとめたものである。定常波の計

表一 1 数値計算データ

波形	パラメータ	数	値
正弦波	α_B (gals)	10	50 100 200 300
	f_B (Hz)	1.0~4.0 (0.5Hz間隔)	
地震波	α_m (gals)	25	50 100 200 300

算では加速度振幅 α_B と振動数 f_B を種々変化させた正弦波を用いる。実地震波の計算では El Centro 地震 NS 成分を用い、その最大振幅 α_m を表のように変化させて応答を調べる。なお、以上の非線形計算のほかには定常波外力については、全要素に一定の γ_0 を指定して一連の正弦波を 1 回だけ与える計算も行った。以後、これを線形解と呼ぶ。

3. 定常波外力に対する非線形応答

3. 1 応答加速度倍率

図一 3 (a)および(b)は、それぞれ堤頂部における水平および鉛直加速度の応答倍率の周波数依存性(共振曲線)を示したものであり、実線は入力加速度振幅 α_B を 10, 50, 100gal とした場合の非線形解、破線はひずみレベル γ_0 を全要素一定に 10⁻⁵~10⁻³ の範囲で変化させて求めた線形解である。線形解について述べると、 γ_0 が小さい範囲では水平加速度の共振曲線は 1.5Hz と 3.0Hz に、鉛直加速度の共振曲線は 3.0Hz に明瞭なピークをもつ。しかし、 γ_0 が大きくなると水平、鉛直加速度とも共振振動数が徐々に小さくなり、ピークの値も低下して共振曲線は次第になだらかになる傾向を示す。図一 4 はこれを説明するために γ_0 を種々変えて固有値計算を行い、堤体の 3 次までの固有振動数 f_i と γ_0 の関係を調べたものである。 γ_0 が小さい範囲では固有振動数がほぼ一定で、第 1 次が $f_1 = 1.6$ Hz、第 3 次が $f_3 = 3.0$ Hz である。 γ_0 が大きくなると図一

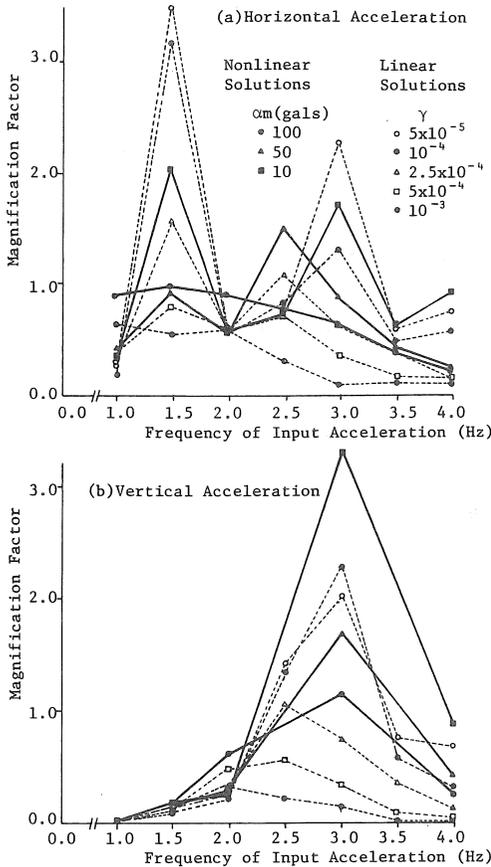


図-3 共振曲線

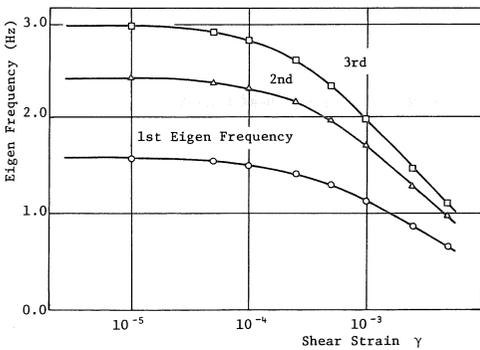


図-4 ひずみレベルと固有振動数

2のように堤体の剛性が低下するので固有振動数も徐々に低下する。また、これと同時に堤体の減衰効果が大きくなるので、共振曲線はピーク振動数の低下を伴いながら次第になめらかになる。

図-3に戻って非線形解をみると、 $\alpha_B=10\text{gal}$ では γ が小さい場合の線形解の共振曲線と対応し、ピークが明瞭で応答倍率が大きい。しかし、 α_B が大きくなるにつれて共振曲線がなめらかになり、 γ の大きい線形解に対応

するようになる。このように材料の非線形性を考慮すると、入力加速度の大きさに応じて堤体内のひずみレベルが変化するので、共振特性も対応して変化することになる。

なお、水平方向の入力加速度を与えたにもかかわらず(b)図のように振動数の大きい範囲で鉛直方向の加速度が誘発されるのは、鉛直動を含んだ高次の振動モードが卓越してくるためであり、応答にピークが見られる $f=3.0\text{Hz}$ 前後は第3次固有振動に対する共振現象と考えられる。応答倍率の値自体は水平動の1/5~1/10と小さいが、その影響は以下に述べるように堤体の安定性を検討する上で決して無視し得ないものである。

3. 2 堤体内の加速度分布

図-5は $f_B=3.0\text{Hz}$ 、 $\alpha_B=100\text{gal}$ の正弦波外力の1/2

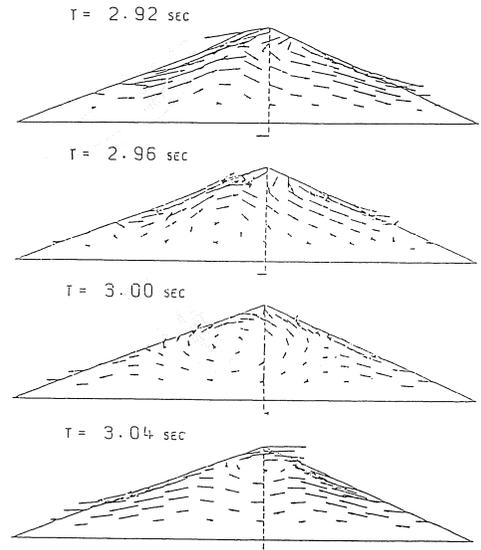
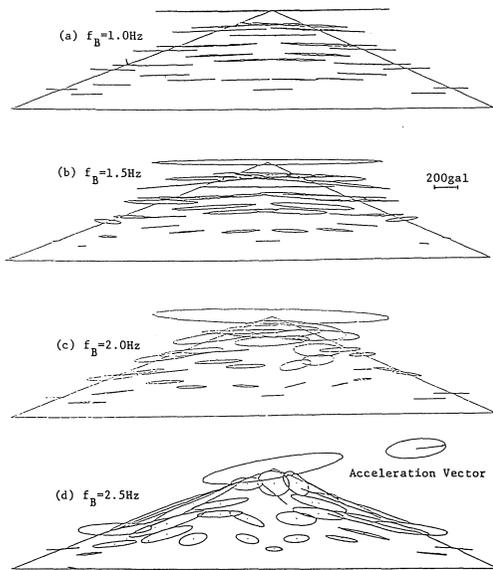


図-5 加速度ベクトルの動き

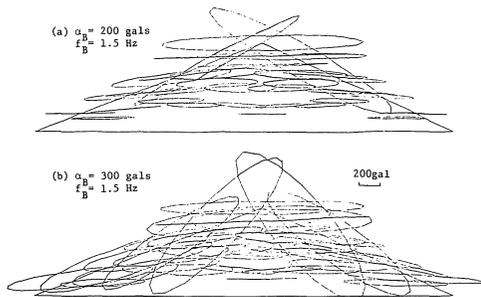
周期間の堤体内の加速度分布の変化をみたものであり、1/8周期ごとに堤体内各点の水平、鉛直方向の加速度を合ベクトルの形で示している。上で述べたように $f_B=3.0\text{Hz}$ の場合には水平の入力加速度に対して鉛直加速度が誘発されるので、加速度ベクトルは水平にはならない。この傾向は特に斜面中高部の表面付近で顕著であり、加速度ベクトルが斜面表面に沿って発達する様子がうかがわれる。この加速度ベクトルの先端の動きを1周期の間で軌跡として描いたのが図-6であり、(a)~(d)図は一定の $\alpha_B=100\text{gal}$ に対し $f_B=1.0, 1.5, 2.0, 3.0\text{Hz}$ と変化させたときの結果が示されている。これによると第1次共振付近の $f_B=1.5\text{Hz}$ (図-3(a))までは鉛直加速度がほとんど誘発されず水平動が卓越していることがわかる。しかし、 f_B が大きくなるに従って鉛直動が次第に顕著にな



図一六 加速度応答の変化 (I)

り、軌跡ループは斜面に沿って発達するようになる。注目すべきことは、堤体中心軸上では第1次共振を越えて f_B が大きくなると水平加速度が減少する傾向にあるが、斜面表層部では逆に f_B が大きくなるに従って鉛直動に加えて水平動も増幅されてくることである。このことは堤体の応答特性が場所によっても大きく異なり、堤頂部とか堤体中心軸上といった一部分の応答を調べただけでは堤体全体の挙動を説明しきれないことを示唆するものである。

図一七は $f_B = 1.5 \text{ Hz}$ において α_B を 200, 300gal と増し



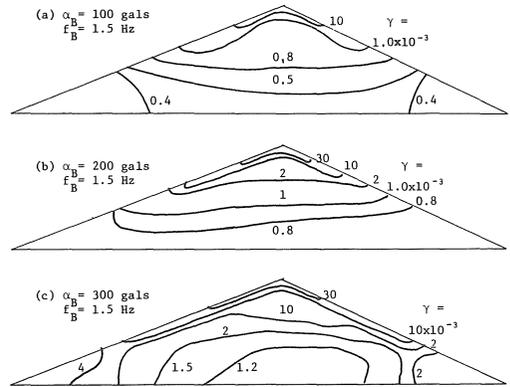
図一七 加速度応答の変化 (II)

たときの加速度ベクトルの軌跡を示したものである。前図(b)の $\alpha_B = 100 \text{ gal}$ の場合を含めて考えると、同じ入力振動数でも α_B の大きさによって応答がかなり異なることがわかる。すなわち、 $\alpha_B = 100 \text{ gal}$ では堤体の応答は全体的に水平動のみが卓越して現れるが、 α_B が大きくなるに従って特に斜面表層部で鉛直動が大きくなり、 $\alpha_B = 300 \text{ gal}$ では水平動と同程度の値にまで達することが知

れる。このような応答特性の相違は、 α_B の大きさによって堤体内のひずみレベルが異なり、対応して図一四のように固有振動数が異なってくるために生じるものである。具体的には、 $\alpha_B = 100, 200, 300 \text{ gal}$ に対して非線形計算における収束時の固有振動数がそれぞれ 1.12, 0.92, 0.83 Hz と変化するので、同じ $f_B = 1.5 \text{ Hz}$ でも α_B が大きくなるに従って相対的に鉛直動が卓越する高次の振動モードが多く含まれることになる。

3. 3 堤体内のひずみ分布

図一八は $f_B = 1.5 \text{ Hz}$, $\alpha_B = 100, 200, 300 \text{ gal}$ の非線形



図一八 堤体内のひずみ分布

計算における収束時の堤体内のせん断ひずみ分布を示したものである。 α_B が大きくなるに従って堤体内のせん断ひずみは全般的に大きくなるが、特に堤頂から斜面表面に沿って大きなひずみが帯状に集中する傾向が見られ、表層すべりの危険性を示唆している。しかし、この部分を除けばひずみ分布はほぼ水平であり、図一六、七の加速度分布と対応して $f_B = 1.5 \text{ Hz}$ では堤体は全体的にはせん断梁的な挙動を示していると考えられる。

4. 地震外力に対する非線形応答

図一九および図一十は最大加速度がそれぞれ 50gal および 300gal の El Centro 地震波を入力したときの堤体中心軸および斜面上の各点の応答加速度波形を示したものであり、実線は水平加速度、破線は鉛直加速度である。図から堤体中心軸上では両ケースとも鉛直加速度が水平加速度の 20% 程度しか発生していないが、斜面表面部ではこの比が入力加速度の大きさに応じて 40~60% まで達することが知れる。また堤頂部に至るほど地震波の高周波成分の影響が小さくなり波形が丸味をおびてくること、そして入力加速度が大なるほど低周波の応答が卓越することがわかる。概略を言うと、堤頂部の応答周波数は $\alpha_m = 50 \text{ gal}$ で約 2 Hz, $\alpha_m = 300 \text{ gal}$ で約 1 Hz 程度である。以上のように α_m が大きくなるに従って鉛直動が大

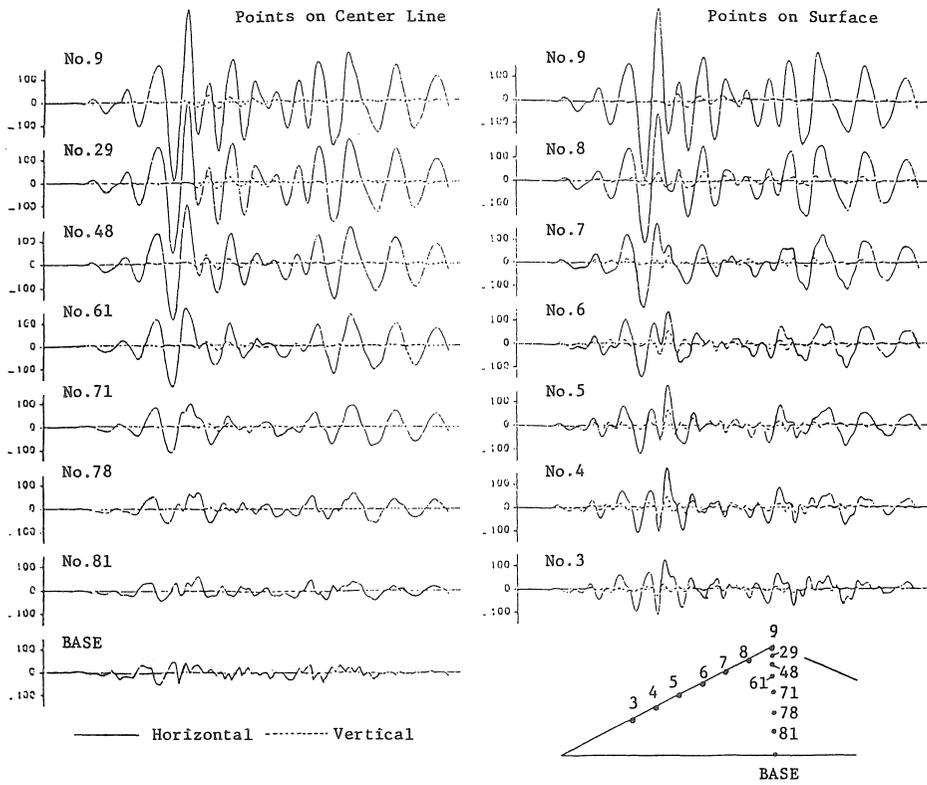


図-9 地震波による応答 ($\alpha_{max}=50gals$)

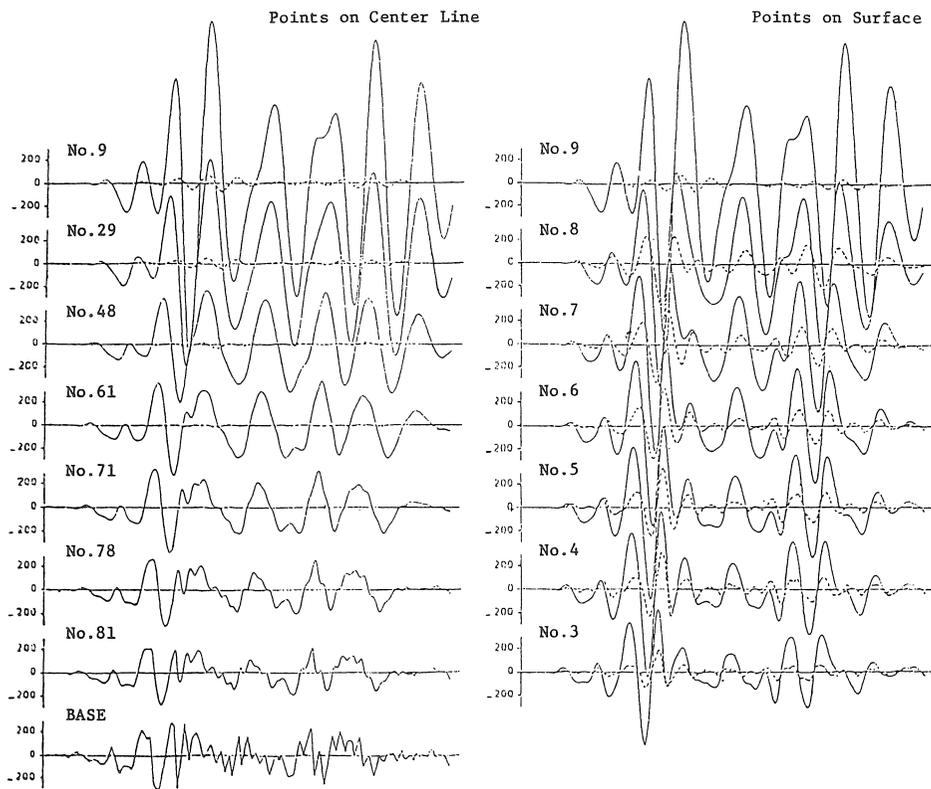


図-10 地震波による応答 ($\alpha_{max}=300gals$)

きくなり、また低周波成分が卓越するのは、先に述べたように材料非線形性によって入力加速度に応じて堤体の固有振動数が変化し、選択共振が生じているためと考えられる。

図-11は斜面表面における鉛直動の誘発状況を調べるために、表面に沿う鉛直加速度の応答倍率 (α_m との比)の分布を示したものである。 α_m が小さいと応答倍率が局

部的に1.5程度まで達するところが現れるが、これを除けば分布は α_m によって大きく変化することはない。特に $\alpha_m=200\text{gal}$ と 300gal では分布はほぼ一致している。そして応答倍率の値は堤頂を除く斜面上部で大体1.0であり、下部に至るに従って急激に減少することがわかる。なお、堤頂の応答倍率は α_m が大なるほど小さくなる傾向を示している。

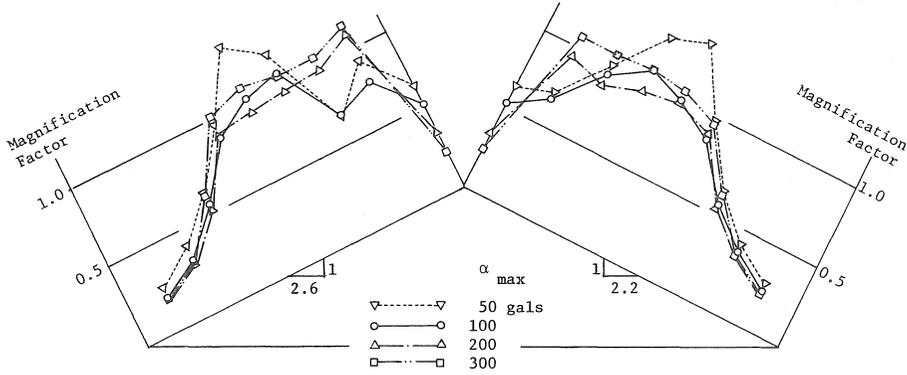


図-11 鉛直加速度の応答倍率

図-12は両ケースについて堤体内のせん断ひずみの分布を示したものである。 α_m が小さい場合はひずみ分布がほぼ水平であるが、 α_m が大きくなると堤体上部にひずみが集中する傾向が見られる。しかし、定常波外力を与え

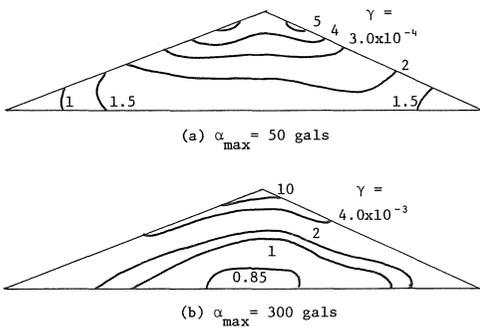


図-12 ひずみ分布

たとき (図-8) のように斜面に沿ってひずみが極端に集中するような現象はみられない。これは地震波の計算では最大ひずみの2/3の値で物性値を変えているため、斜面部の剛性低下が定常波の場合ほど著しくないことによると考えられる。

5. 線形解の適用性

図-13は $f_B=1.5\text{Hz}$, $\alpha_B=100\text{gal}$ の定常波外力を与えたときの線形解と非線形解との対応性を調べたものであり、(a)図は堤体中心軸上の各点における絶対値最大の水平加速度の分布、(b)図は同じ点のせん断ひずみの分布で

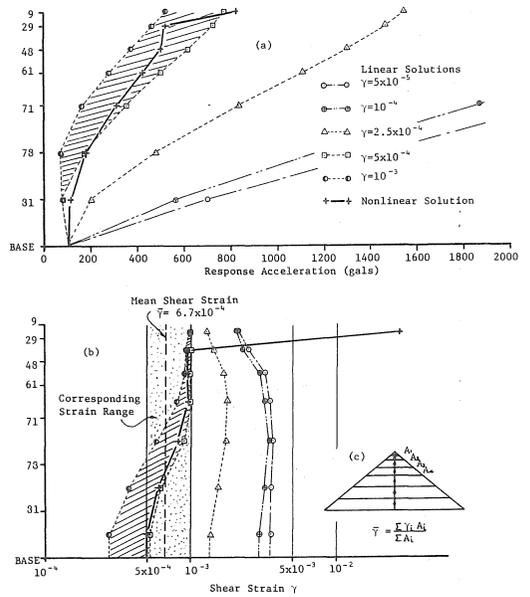


図-13 線形解と非線形解の比較

ある。図において太い実線は物性値 (G, h) を要素ごとに、ひずみレベルに応じてくり返し変化させて求めた非線形解、破線は全要素に一定のひずみレベル γ_0 を仮定して G, h を定め、一連の正弦波を1回だけ与えて求めた線形解である。線形解をみると、 γ_0 が大きくなるに従って加速度およびひずみ応答が小さくなることからわかる。これは γ_0 が大きいと図-4のように堤体の固有振動数が減

少して入力振動 ($f_B=1.5\text{Hz}$) に共振しなくなること、および図-2のように減衰比が大きくなることによると考えられる。

さて、(a)図で最大加速度の分布を調べてみると、分布をみる限りでは非線形解と線形解とでほとんど差がないことが知れる。そこで非線形解の前後で最も適合する線形解を選び出し、非線形解に適合する線形解の範囲を示すと図の斜線部 ($\gamma_0=5\times 10^{-4}\sim 1\times 10^{-3}$) になる。また(b)図でひずみ分布をみると、堤頂部で非線形解が極端に大きくなっているが、全体的には斜線部で示した上と同じ γ_0 の範囲の線形解が非線形解に良く対応していることが知れる。図にはこの適合ひずみ範囲も示してあるが、非線形解のひずみ分布は大体この範囲に含まれることがわかる。

以上のように線形解と非線形解では加速度やひずみの分布形に大きな差異はなく、適当なひずみ範囲で γ_0 を仮定して線形計算を行えば非線形応答の概略がつかめることが理解される。ここで、この適合ひずみ範囲が非線形解のひずみ分布とどのように対応するかを調べるために、(c)図のように堤体中心軸上の各点が代表する水平層の面積を重みとして非線形解の平均ひずみ $\bar{\gamma}$ を定義し、適合ひずみ範囲と比較してみた。(b)図の太い破線はこのようにして求めた非線形解の平均値 $\bar{\gamma}=6.7\times 10^{-4}$ であり、適合ひずみ範囲と良く対応していることがわかる。

図-14は今回計算したすべてのケースについて適合ひ

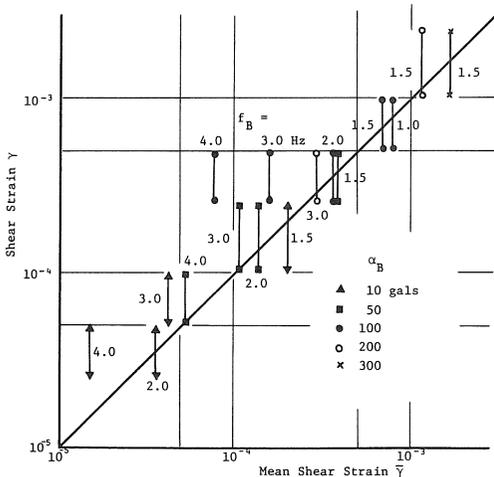


図-14 平均ひずみと適合ひずみ範囲

ずみ範囲と平均ひずみ $\bar{\gamma}$ を比較したものであり、横軸に $\bar{\gamma}$ を、縦軸にそれと比較すべきひずみ範囲をとっている。図によると $f_B=1.5\text{Hz}$ では今回の計算範囲 $\alpha_B=10\sim 300\text{gal}$ のすべてのケースについて $\bar{\gamma}$ と適合ひずみ範囲が良く一致することがわかる。これは図-8をみれば

明らかのように、 $f_B=1.5\text{Hz}$ では斜面部を除いた堤体内の全体的なひずみ分布が α_B の大きさによらずほぼ水平になるために、図-13(c)で示した水平層を重みとする平均ひずみ $\bar{\gamma}$ が堤体全体のひずみレベルを説明する上で良いパラメータになるものと考えられる。付随して、 f_B が大きくなるに従って適合ひずみ範囲と $\bar{\gamma}$ の対応性が悪くなるが、これは、これらのケースでは堤体内のひずみ分布が複雑になるため上記の平均化の考え方が必ずしも適合していないのである。

6. まとめ

本研究ではロックフィルダムの基本的な応答特性を明らかにするために、材料特性や堤体形状、さらに境界条件などをきわめて単純化した均質堤体について定常波や実地震波を入力したときの非線形応答挙動を調べた。これらを総括して述べると以下ようになる。

- (1) 入力加速度が大きくなると材料非線形性によって堤体の固有振動数が減少すると同時に減衰効果が顕著になり、共振曲線において応答倍率の低下および共振振動数の低下がみられる。
- (2) 堤体内の加速度応答は入力振動数が共振振動数(固有振動数)以下では水平動が顕著であるが、共振振動数より大きい振動数範囲では鉛直動を含む高次のモードが卓越するため鉛直方向の加速度が誘発される。
- (3) この鉛直方向の加速度は特に斜面中高部の表面付近で顕著であり、加速度ベクトルは斜面表面に沿って発達するようになる。
- (4) 同じ振動数の外力を与えても、加速度振幅が大きくなると(1)で述べたように固有振動数が低下するため、入力振動数との相対的な差が大きくなって鉛直動を誘発するようになる。
- (5) 地震波の計算では、堤頂に至るほど地震波の高周波成分の影響が小さくなり波形が丸味をおびてくること、そして加速度が大きくなるほど低周波の応答が卓越し、選択共振が生じることが知れた。
- (6) 堤体内の絶対値最大の加速度分布やひずみ分布は、分布形をみる限りでは非線形解と線形解とでほとんど差がない。そして、堤体中心軸上の各点が代表する水平層の面積を重みとして非線形解の平均ひずみを定義すると、この値は堤体全体のひずみレベルを説明する一つのパラメータになり得ることがわかった。

おわりに望み、本研究は文部省科学研究費による研究の一部であることを付記し、ここに謝意を表す。また、本研究は山里剛史君(昭和56年3月修了)の修士論文の一部であり、数値計算に当っては多大な努力をいただいた。合わせて感謝の意を表す。

参考文献

- 1) 建設省：ダム耐震懇談会資料，1980.
- 2) 松村孫治：地震動による土堰堤の変形，土木試験所報告，第28号，1934.
- 3) 横尾義貫・石崎澄雄・畠山直隆：アースダムの振動性状について，土木学会論文報告集，第49号，1957.
- 4) Clough, R. W. and Chopra, A. K. : Earthquake Stress Analysis in Earth Dams, Reprt of Structural Engineering Laboratory, No.65-8, University of California, Berkeley, 1965.
- 5) Dibaj, M. and Penzien, J. : Dynamic Response of Earth Dams to Travelling Seismic Waves, Reprt of Soil Mechanics and Bituminous Material Research Laboratory, No. TE67-3, University of California, Berkeley, 1967.
- 6) Hardin, B. O. and Drnevich, V. P. : Shear Modulus and Damping in Soils : Design Equations and Curves, Proc. ASCE, Vol. 98, SM7, pp. 667-692, 1972.
- 7) Jennings, P. C. : Periodic Response of a General Yielding Structure, Proc. ASCE, EM2, pp.131-163, 1964.
- 8) Kovacs, W. D., Seed, H. B. and Idriss, I. M. : Studies of Seismic Response of Clay Banks, Proc. ASCE, Vol. 97, pp.441-455, 1971.
- 9) 国生剛治・岩楯敏広：軟弱地盤の非線形震動特性についての模型実験と解析，土木学会論文報告集，第285号，pp.57-67，1979.
- 10) 渡辺啓行・馬場恭平：ロックフィルダムの耐震設計手法に関する一考察，電力中央研究所報告，No. 379027, 1980.
- 11) Powell, G. H. : Earthquake Resistant Design of Engineering Structures, June 19-30, 1972
- 12) 石原研而：土質動力学の基礎，鹿島出版会，1976.
- 13) 国生剛治・江刺靖行・桜井彰雄：広いひずみ範囲における粗粒土の動的変形特性と減衰特性，電力中央研究所報告，No.380002, 1980.
- 14) Watanabe, H : A Consideration on Dynamic Shear Modulus, Damping Constant and Dynamic Poisson's Ratio of Crushed Sand Stone with Bi-Linear Hysteresis, CRIEPI Report, No. E377008, 1978.

(受理 昭和57年 1月16日)