

フィルダムの耐震設計に関する基礎的研究

FUNDAMENTAL STUDY ON EARTHQUAKE RESISTANT DESIGN
OF FILL-TYPE DAMS

大根義男*・建部英博**・成田国朝***・奥村哲夫****

By Yoshio OHNE, Hidehiro TATEBE, Kunitomo NARITA
and Tetsuo OKUMURA

1. ま え が き

近年、コンクリートダムに代わってフィルダムが盛んに建設されるようになり、その規模も年々大型化の傾向にある。ダムの大型化に伴い、設計・施工上の問題点が数多く提起され、なかでもわが国のような地震多発地帯では地震時の安定問題に強い関心が払われている。

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、震度法概念が単純なため実用面に取り入れやすいということもあるが、震度法を用いて設計し、近代的な技術で施工したダムが、過去の地震によって大きな被害を受けていないという経験的事実が、適用上の大きな背景となっていることも否定できない¹⁾。しかし実ダムにおける地震観測や応答解析、あるいは模型実験などによってすでに指摘されているように、地震時の堤体の挙動は震度法で仮定するような単純なものではなく、たとえば加速度分布一つをみても、堤頂部において著しく増幅されたり、水平方向の入力に対し鉛直方向の加速度が誘発される²⁾などの現象がみられている。

耐震設計法を確立するためには、応答解析手法の開発や設計地震波の決定、さらに解析結果の正しい評価法などに関し明確な議論が加えられなければならない。応答解析に関する研究はせん断ばり理論に始まるが、その後2次元運動方程式を差分法や有限要素法によって解析する方法が紹介され^{3),4)}、最近では3次元問題としての研究も進められている⁵⁾。このうち有限要素法は、フィルダムのように断面形状が複雑で、不均質な材料で構成さ

れる構造物の解析に有効であり、今日この種の研究に広く用いられている。

土質構造物の応答解析においては材料の動的変形特性や減衰特性に関する議論が重要である。これについては、Hardin-Dreenevich や Ramberg-Osgood⁶⁾らの研究を通じて、土の剛性や減衰定数などの材料物性のひずみ依存性の解明やその数式近似に関する検討が積極的に進められてきた。そしてこれらの研究成果は材料の非線形性を考慮した土質構造物の応答解析に広く応用されることになり、今日では、解析手続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1つの有力な手法として認められるようになった。また、解析結果の評価法については、渡辺・馬場⁸⁾らによってすでにその基本的な考え方が紹介されており、これらは現段階における1つの合理的な方法として評価されている。

以上のような一連の研究によって、フィルダムの耐震設計法については今日までに一応の方向づけがなされたと考えられる。今後はそれぞれの分野、すなわち材料の動的変形特性や強度、安定性の評価法、あるいは設計地震波などについて、実用上の面からの研究・開発が望まれるところである。

本研究は上記のうち、その基本となる空虚時の堤体について振動時の破壊機構を振動実験により明らかにし、安定性の評価法に関する議論を行おうとするものである。渡辺・馬場らは応答解析で得られる地震時応力解にMohr-Coulombの破壊規準を適用して堤体内の塑性域を定義し、振動によって生ずる塑性域の変形量を求めることによって安定性を評価する方法を提案した⁸⁾。これに対し、本研究は振動中に発生する堤体内のせん断ひずみの分布に着目し、降伏ひずみを定義するとともに、堤体内のひずみ量に基づく安定性の評価法を提案しようとするものである。

* 正会員 工博 愛知工業大学教授 工学部土木工学科

** 正会員 工博 愛知工業大学助教授 工学部土木工学科

*** 正会員 工博 愛知工業大学助教授 工学部土木工学科

**** 正会員 愛知工業大学講師 工学部土木工学科

2. 振動実験装置と実験の概要

本実験に用いた振動台の諸元を表-1に示した。この振動台は長さ11m、幅6mであり、4点において板ばねで支えられている。振動台の上には高さ2mの鋼鉄製の箱が取り付けられており、その総重量は約60tである。加振はパルセーターとアキュムレーターを通じ、振動台両端に接続された2つの油圧ジャッキで行われるが、その加振振動数範囲は3.3Hzから13.3Hz、最大振幅は±7.5mmである。また振動波形は正弦波であるが、必ずしも正しい正弦波が得られるわけではなく、特に加速度が小さい範囲では波が若干乱れることがある。なお最大加振加速度は40t 載荷時において980Gal(9.8m/s²)、150t 載荷時で470Gal(4.7m/s²)である。

表-1 振動台の諸元

SHAKING TABLE	
Size	11m×6m
Weight	60t
Max. overburden load	150t
Supporting system	Steel-plate spring
Loading system	200tf pulsator
LOADING CONDITION	
Wave	Harmonic wave
Direction of motion	Horizontal
Max. displacement	±7.5mm
Max. dynamic force	100tf (980kN)
Frequency range	3.3~13.3Hz
Max. acceleration	980Gals at 40t load 500Gals at 150t load

表-2 実験に用いた堤体の諸元

Model No.	Height (m)	Slope Inclination		Crest		Material No.
		upstream	down-stream	length (m)	width (m)	
Homogeneous earth-fill						
HE-1	1.4	1:2.0	1:2.0	5.0	0.20	C-1
HE-2	1.4	1:1.5	1:1.5	5.0	0.20	C-1
HE-3	1.4	1:1.0	1:1.0	5.0	0.20	C-1
HE-4	1.4	1:1.0	1:1.0	5.0	0.20	C-1
HE-5	1.0	1:2.5	1:2.5	5.0	0.20	C-1
HE-6	1.0	1:2.0	1:2.0	5.0	0.20	C-1
HE-7	1.0	1:1.5	1:1.5	5.0	0.20	C-1
HE-8	1.0	1:1.0	1:1.0	5.0	0.20	C-1
HE-9	1.0	1:1.0	1:1.0	5.0	0.20	C-1
Homogeneous rock-fill						
HR-1	1.5	1:2.0	1:2.0	5.0	0.20	R-2
HR-2	1.5	1:1.5	1:1.5	2.0	0.20	R-2
HR-3	1.5	1:2.4	1:2.4	2.0	0.20	R-2
HR-4	1.5	1:1.5	1:1.5	2.0	0.20	R-3
HR-5	2.0	1:2.6	1:2.2	5.0	0.24	R-3
Central core type rock-fill						
CR-1	2.0	1:2.6	1:2.2	5.0	0.24	C-2, R-1

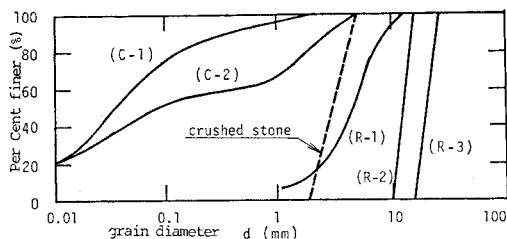


図-1 築堤材料の粒径加積曲線

実験は堤高や斜面勾配を種々変化させたアースフィル(均一型)とロックフィル(均一型と中心コア型)について行った。各実験では、まず堤体の基本的な応答特性を調べるために、加振振動数と振幅を種々組み合わせた一連の実験を行い、引き続き振動数を一定に保ち、振幅を増加させて破壊実験を行った。実験に使用した材料の粒度および実験を行った堤体の諸元を図-1および表-2に示した。

均一型アースフィルの実験は粘性土(C-1材料)を用いて行った。本材料は日本統一分類法でMHに属し、最適含水比および最大乾燥密度はそれぞれ $w_{opt}=20\%$ 、 $\rho_{dmean}=1.63\text{g/cm}^3$ である。築堤は重量80kgの小型振動コンパクターを用い、1層(まき出し厚15cm)につき3回転圧して締め固めたが、このときの含水比および乾燥密度の平均値は $w_{mean}=20\%$ 、 $\rho_{dmean}=1.48\text{g/cm}^3$ であり、静的三軸圧縮試験 $\sigma_3=0.2\sim 3.0\text{kgf/cm}^2$ (19.6~294kPa)による強度定数は $C_u=0.5\text{kgf/cm}^2$ (49kPa)、 $\phi_u=18.8$ 度であった。実験は堤高0.5~2.0m、斜面勾配1:1.0~1:2.5の範囲で変化させた9種類の堤体について行った。

均一型ロックフィルの築堤材料には硬質砂岩からなる3種類の碎石(図-1のR-1, R-2, R-3)を用いた。R-1材料は多くの実ダムで使用されているロック材料の粒度分布と相似するように配合したもので、最大粒径 $\phi_{max}=12\text{mm}$ 、均等係数(U_c)は3程度である。また、R-2材料は粒径10~15mm、R-3材料は15~25mmの比較的均一粒度の碎石である。実験は堤高1.5mと2.0m、斜面勾配を1:1.5~1:2.6に変化させた5種類の堤体について行った。なお築堤時の締め固めにはアースフィルと同様の振動コンパクターを用い、1層(まき出し厚20cm)につき3回の転圧を行った。このときの乾燥密度はR-1, R-2, R-3材料の堤体において、それぞれ $\rho_{dmean}=1.62, 1.53, 1.54\text{g/cm}^3$ であった。

中心コア型ロックフィルの実験は実ダムを想定した、いわゆる模型実験であり、コア部の材料としてC-2材、ロック部に対してはR-1材料を用いた。R-1材料は多くの実ダムで用いられているロック材料の粒度に相似させたものである。堤体の密度はC-2およびR-1材料

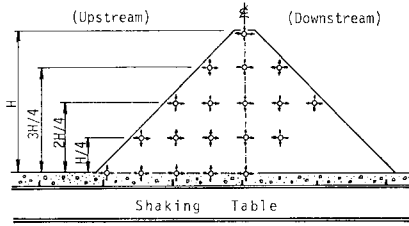


図-2 加速度計の配置

において、 $\rho_{dmean}=1.58 \text{ g/cm}^3$ ($w_{opt}=w_{mean}=16.6\%$) および 1.62 g/cm^3 であった。なお、コア部の幅は堤底部で 1.04 m 、堤頂部 (堤高 1.95 m) で 0.24 m (2分勾配) とした。また、実験に用いた堤体内部には 図-2 に示した 19 か所に、それぞれ水平方向と鉛直方向の加速度計を設置し、試験時の応答加速度をデータレコーダーに記録した。

3. 築堤材料の動的性質

振動実験に用いた材料のなかで、アースフィルの C-1 材とロックフィル材については振動三軸圧縮試験を実施して動的物性値を求めた。実験に供した試料は、C-1 材については築堤中に採取した不攪乱試料、ロック材については最大粒径 4.76 mm 、最小粒径 2.0 mm に調整した R-2、R-3 材料に相似の粒度の材料 (図-1 の Crushed Stone) である。相似粒度の材料を用いたのは試験機の制約によるものであるが、この種の粗粒材料の動的試験では、粒径を縮小してもその結果に大差のないことが報告されている²⁾。なお、供試体の寸法は $\phi 50 \text{ mm} \times 125 \text{ mm}$ であり、載荷は変位制御で振動数 0.5 Hz の正弦波とした。

図-3 および 図-4 はアースフィル材料とロックフィル材料のせん断剛性率 (G) ならびに減衰比 (h) とせん断ひずみ (γ) の関係を示したものである。実線と破線は、これらの関係を Hardin-Drnevich の式で近似したもので、次式で表わされる。

$$\left. \begin{aligned} G/G_0 &= \frac{1}{1 + (\gamma/\tau_r)^2} \\ h/h_0 &= \frac{\tau_r/\tau_r}{1 + (\gamma/\tau_r)^2} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (1)$$

ここで、 G_0 は $\tau=10^{-6}$ での G の値、 h_0 は τ が大きいときの h の値、 τ_r は規準ひずみである。 G_0 および τ_r については有効拘束圧 σ' のべき乗に比例することが確かめられており、本実験では次のような値が得られた。

$$\left. \begin{aligned} \text{アース材料: } G_0 &= 510 \sigma'^{0.47} \\ \tau_r &= 4.8 \times 10^{-3} \sigma'^{0.75} \\ \text{ロック材料: } G_0 &= 1010 \sigma'^{0.58} \\ \tau_r &= 7.0 \times 10^{-4} \sigma'^{0.375} \end{aligned} \right\} \dots\dots (2)$$

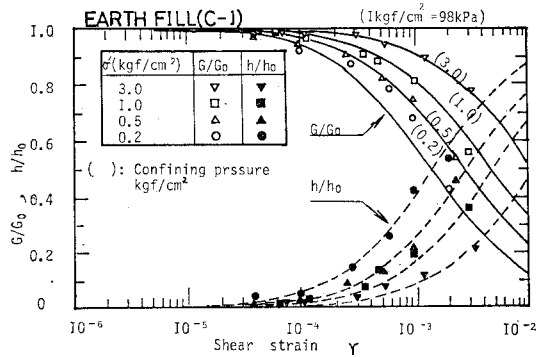


図-3 アースフィル材料の $G/G_0, h/h_0 \sim \gamma$ 関係

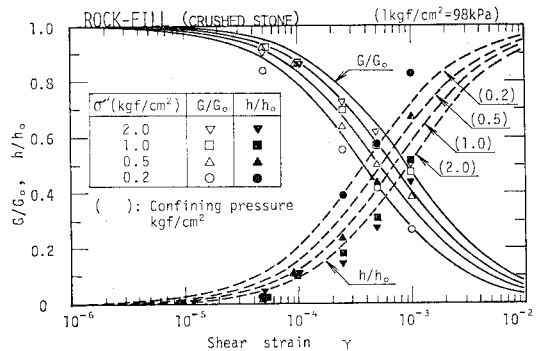


図-4 ロックフィル材料の $G/G_0, h/h_0 \sim \gamma$ 関係

h_0 については両材料ともに $h_0=0.14$ が得られている。

4. 振動実験の結果

フィルダムの耐震性に関する研究は、冒頭で述べたように多くの研究機関で行われており、現在までに数多くの成果が報告されている。この中で著者らは振動実験や実ダムの地震記録の解析結果から、振動中の堤体内にはせん断ひずみのほかに圧縮、引張り (伸張) ひずみの発生することを指摘し、堤体の破壊を予測したり安定性を評価する場合には、ひずみ量に関する議論が不可欠であることを述べた²⁾。このことから本報告においては、実験結果を主として堤体内のひずみに着目して整理し、議論することにした。

(1) 堤体の破壊性状

a) 均一型アースフィル

実験は C-1 材料を用いた計 9 個の堤体について行った (表-2)。破壊時の応答加速度は堤高や斜面勾配、あるいは振幅などによって異なるが、破壊形態には堤体形状 (堤高、勾配、堤頂長など) の違いによる有意な相違はみられなかった。実験結果の一例として、堤体番号 HE-4 ($H=1.0 \text{ m}$, $i=1:1.0$) の破壊状況を示すと以下

のとおりである。

破壊実験は入力振動数を 10.8 Hz 一定とし、振幅を徐々に増加させて行ったものであるが、入力加速度 (α_B) が 330 Gal (3.3 m/s^2) までは堤体に何の変状もみられなかった。しかし、 $\alpha_B=350 \text{ Gal}$ (3.5 m/s^2) に達した時点で堤高の $3/4 \cdot H$ 付近の表面に、上下流ともにダム軸に平行方向の亀裂が数本発生した。亀裂発生後も入力加速度を徐々に増加させたが、 $\alpha_B=370 \text{ Gal}$ (3.7 m/s^2) 付近において堤頂部にくさび状の土塊が形成され、その後図-5(a) に示すような斜面内破壊がみられた。このすべりの形は新潟地震や宮城県沖地震の際、比較的堅固な基礎地盤上に築造されたアースダムや道路盛土などで観察された破壊性状¹³⁾ とほぼ類似している。このことから、粘性土によって築造された均一盛土の地震時の破壊は、静的条件下でみられるような堤体内を通る斜面全体にわたるすべりとなることが予想される。

b) 均一型ロックフィル

アースフィルの実験と同様、所定の実験を実施した後に破壊実験を行った。この場合の入力振動数は 10.0 Hz 一定である。実験は表-2 に示した計 5 種類の堤体について行ったが、破壊過程はすべて共通した特徴を示した。すなわち、入力加速度が逐次増加することによって、まず堤高の $3/4 \cdot H$ より上部の表層部において 2~3 粒のロックが転げ出し、続いてその上部において表層すべりが起こる(すべりというより、むしろ流動状態である)。そしてさらに入力加速度が増加すると、先に滑動して盛り上がった先端部から次のすべりが始まり、これが上方に伝播して堤体は図-5(b) に示したように半円形状となる。入力加速度を一定に保つことによって堤体は半円形の状態で安定するが、安定時の勾配はロック材の寸法や形状など、その動的摩擦特性によって異なる。

このようにロックフィルのすべりはアースフィルの場合とはまったく異なり、応答加速度の最大となる堤頂付近において小規模なすべりが発生し、これが斜面全体の浅いすべりを引き起こし、堤頂部が半円形となって安定するのが特徴である。

c) 中心コア型ロックフィル

実験方法は上記と同様である。ロック部のすべり形態は先の均一型ロックフィルの場合とほぼ同様で、すべりはまず堤高の $3/4 \cdot H$ より上部の表層部から始まり、入力加速度の増加に伴って中腹部に移動し、さらに堤頂部まで伝播する。しかし最終的な形は均一型ロックフィルとは異なり、図-5(c) に示すように、上下流側のロック部はコア部を境として半円形状をなして安定する。これはコア部とロック部の剛性の相違による振動の位

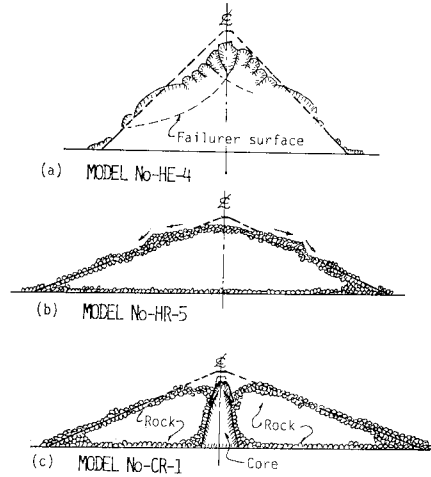


図-5 各堤体の破壊形状

相差によるものと考えられる。すなわち堤頂部ではロック部とコア部が別々に応答し、両側ロック部がコア部をたたくため、コア部は堤頂よりいくぶん下部 ($3/4 \cdot H$ 付近) においてやせ細って図-5(c) に示したようにキノコ状に変形する。

なお、破壊実験において振動数を 10 および 10.8 Hz としたのは主として振動台の性能上からであり、この程度の振動数において正弦波に最も近い波形が得られるからである。

(2) 堤体内の水平ひずみ

堤体内の各位置で振動中に観測した加速度記録を 2 回積分して変位の時刻歴を調べた。図-6 は代表例として、堤体番号 HR-5 と CR-1 のロックフィルの破壊実験で、堤体が破壊に近づいた時点の結果を示したものである。ここで、縦軸の変位量は堤底(入力)との相対変位で表わしている。図から明らかなように、均一型ロックフィルの場合は(a)図、堤底から中腹までは相隣り合う位置での変位の位相差がほとんどみられないが、

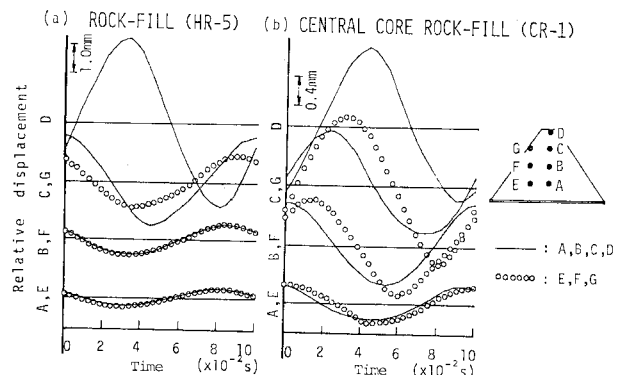


図-6 堤体内各位置の相対変位

3/4・H 付近ではその差が明瞭に現われている（計器位置 C と G）。また中心コア型ロックフィルの場合は（b 図），ごくわずかではあるが堤底付近においても位相差が生じており，上部（3/4・H 地点）ではその差が 30° 以上にもなる．このように相隣る点で位相差が生ずることは，堤体内部で水平方向の圧縮・引張り（伸張）現象が起きていることを意味している．

隣接点間の相対変位を点間距離で除して水平ひずみ ($\bar{\epsilon}$) の時刻歴を調べてみると，CR-1 では最大ひずみが C-G 間で約 4×10^{-4} である．しかし他のロックフィルの実験結果を総合すると，破壊付近の水平ひずみ量 $\bar{\epsilon}_c$ は大体 $4 \sim 5 \times 10^{-4}$ の範囲にある．一方，アースフィルの実験では $\bar{\epsilon}_c = 5 \sim 8 \times 10^{-3}$ 程度を示している．

(3) 堤体内のせん断ひずみ

図-7 は均一型アースフィル (HE-8) の堤頂部 (CREST), 中腹部 (MIDDLE) および堤底部 (BASE) のおのおのの位置におけるせん断ひずみ $\bar{\epsilon}$ と平均応答加速度 α_m の関係を示したものである．ここで， $\bar{\epsilon}$ とは堤軸上の任意の 2 点，たとえば 図-7 の i 点と j 点の相対変位の時刻歴から，1 周期間の最大値（正と負の平均： $d/2$ ）を求め，これを 2 点間の距離 d で除した値で定義している．また α_m はせん断ひずみを定義した 2 点の応答加速度の平均である．CREST の $\bar{\epsilon}$ と α_m との関係において，○印は入力の変動数と振幅を種々変化した一連の実験結果をプロットしたものであり，すべての組合せに対し一定の傾向が示されている．また●印は同一加振時の堤体各部 (CREST, MIDDLE, BASE) の

α_m と $\bar{\epsilon}$ の関係を連ねて示したものである．図から明らかなように， α_m が増加しある値に達すると堤頂部の $\bar{\epsilon}$ が急激に増大する．このことを破壊実験の結果と結びつけて調べてみると，堤体の破壊は $\bar{\epsilon}$ の急増後，わずかな入力加速度の増加によって発生していることがわかる．すなわち破壊実験において， $\bar{\epsilon}$ が急増したときの入力加速度は $\alpha_B = 230 \text{ Gal} (2.3 \text{ m/s}^2)$ であり，斜面崩壊が認められた時点では $\alpha_B = 250 \text{ Gal} (2.5 \text{ m/s}^2)$ で，その差はわずか $20 \text{ Gal} (0.2 \text{ m/s}^2)$ であった．

一方，均一型ロックフィルの実験結果においても上記と同様の傾向が認められた．実験結果の一例（堤体番号 HR-5）を 図-11 に示したが，この場合も α_m の増加に伴って $\bar{\epsilon}$ が逐次増加し，堤頂部のひずみは，やはりある α_m において急激に増加している．この破壊実験では， $\bar{\epsilon}$ の急増点の入力加速度が $\alpha_B = 200 \text{ Gal} (2.0 \text{ m/s}^2)$ であり，表層のすべり出しは $\alpha_B = 210 \text{ Gal} (2.1 \text{ m/s}^2)$ において観察され， $\bar{\epsilon}$ の急増直後に破壊が生じている．

5. 実験結果と考察

耐震設計の議論において，破壊の前兆を明確にしておくことはきわめて重要であるが，実験結果にみられるように振動中に堤体内に発生するひずみ ($\bar{\epsilon}$, $\bar{\gamma}$) はいずれも堤体の破壊と密接に関連し，破壊直前にはこれらに何らかの変状の現われることが判明した．特にせん断ひずみ $\bar{\gamma}$ に関しては，堤体の破壊との関連が顕著に現われており，アースフィル，ロックフィルいずれの場合もせん断ひずみの急増の後に破壊が確認された．すなわち，せん断ひずみの急増点は堤体破壊の前兆を示唆するものであり，耐震設計を確立するための重要な要素の一つと考えることができる．一方，水平ひずみについても堤体の破壊評価において同様の重要性を有しているが，実用面上の問題点を多く含んでいるため，これにより耐震設計を議論するのは現段階ではかなりの困難が予想される．このため，以下の考察ではせん断ひずみに着目して議論を進めることとした．ここで，せん断ひずみの急増する点のひずみ量を降伏ひずみ ($\bar{\gamma}_p$)，対応する応答加速度を降伏応答加速度 (α_{m_p}) と定義することにする．

(1) せん断ひずみによる堤体の破壊評価

堤体内に発生するせん断ひずみ $\bar{\gamma}$ は築堤材料の動的性質 (G, h) に支配されると考えられるので，ここでは先に述べた．動的試験結果と対応させ検討してみた．図-8 は等方載荷による振動三軸試験で得られたアースフィル材料 (C-1) の $G/G_0 \sim \bar{\gamma}$ との関係である．図中の 3 つの曲線は，それぞれ 図-7 に示したアースフィル (HE-8) の CREST, MIDDLE および BASE 部分

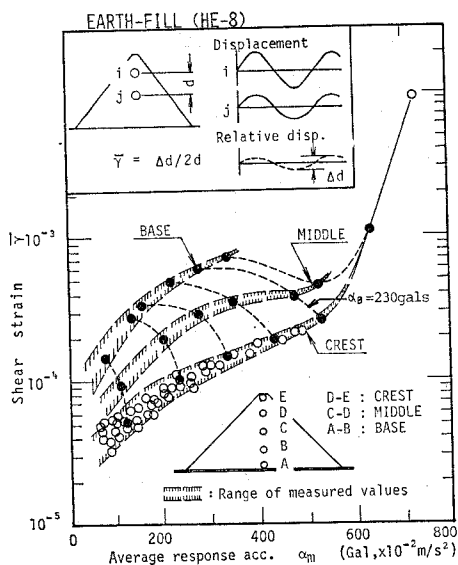


図-7 せん断ひずみと平均応答加速度の関係 (アースフィル)

の拘束圧 ($2/3 \cdot K_0 \cdot \rho \cdot H$ により推定) に対応するものである。ただし、これらの値は実験により直接求めたものではなく、 0.2 kgf/cm^2 を最小拘束圧とする三軸試験結果をもとにし、前記式 (1), (2) により推定したものである。振動実験に用いた堤体の拘束圧は、いずれの部分を考えても上記の値と比較してかなり低いことから、式 (1), (2) により推定した値は精度上において問題がないとは考えがたい。しかし、本研究はひずみによる破壊評価の考え方の議論を目的としていることから、数値的精度よりはむしろ物性のひずみ依存度の表現法がより重要であると考えられるので、ここでは一般に知られている式 (1), (2) を用いたのである。なお、この問題の詳細については低拘束圧下の物性に関する研究を進めているので、その成果と併せて再度議論し報告する予定である。

さて、アースフィル (HE-8) の実験結果に着目してみると、図-9 に再度示したように、CREST が降伏したときのせん断ひずみ $\bar{\gamma}_y(C)$ は 2.5×10^{-4} である。そして、この時点での MIDDLE および BASE のひずみ量は図から (●印)、それぞれ 3.9×10^{-4} および 6.2×10^{-4} と読み取れる。ここで、CREST の降伏ひずみ $\bar{\gamma}_y(C)$ を図-8 の $G/G_0 \sim \bar{\gamma}$ 関係にあてはめてみると、 $\bar{\gamma}_y(C) = 2.5 \times 10^{-4}$ のときの G/G_0 の値は 0.56 である。すなわち、剛性率が 56% まで低下したときに CREST が降伏したことになる。いま、一つの考え方として、MIDDLE と BASE においても CREST と同様に $G/G_0 = 0.56$ で降伏するものと考え、図-8 から MIDDLE と BASE のそれぞれの降伏ひずみは $\bar{\gamma}_y(M) = 4.4 \times 10^{-4}$ および $\bar{\gamma}_y(B) = 7.2 \times 10^{-4}$ となる。このようにして求めた降伏ひずみを再び図-9 にプロットすると、CREST が降伏に達した時点では、MIDDLE および BASE のひずみが、まだそれぞれの降伏ひずみに達していないことがわかる。そこで、いま CREST が降伏に達したときの安全率をひずみ安全率と定義し 1.0 とすると、MIDDLE および BASE ではひずみ安全率が

$$\text{MIDDLE : } F_s(\bar{\gamma}_y) = \frac{4.4 \times 10^{-4}}{3.9 \times 10^{-4}} = 1.13$$

$$\text{BASE : } F_s(\bar{\gamma}_y) = \frac{7.2 \times 10^{-4}}{6.2 \times 10^{-4}} = 1.16$$

となり、ひずみ安全率の分布は図-9 の下図のようになる。この分布から、アースフィルのひずみ安全率は全体的に 1.0 に近く、したがって堤体は深いすべりによって全体的に破壊する可能性が高くなると考えられる。

図-10 および図-11 は、ロックフィルの場合について同様の議論を行ったものである。図-10 にはアースフィルと同様な趣旨で、ロックフィル (HR-5) の CREST, MIDDLE および BASE に対応する $G/G_0 \sim \bar{\gamma}$

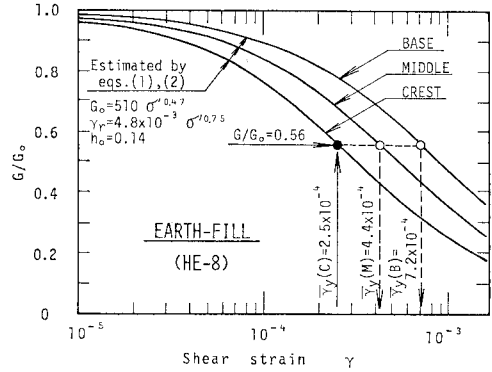


図-8 アースフィルの降伏ひずみ

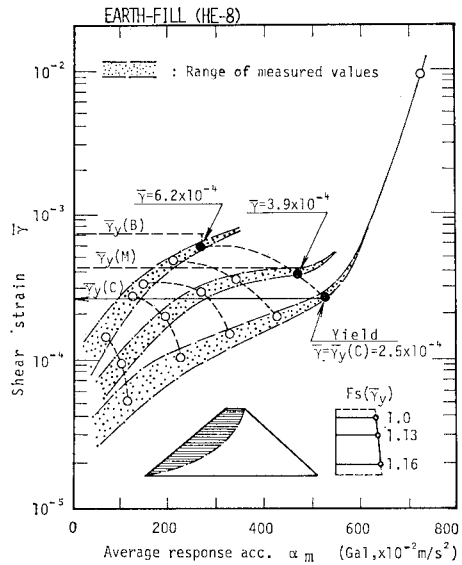


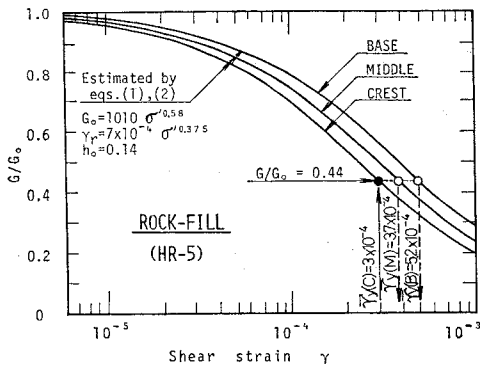
図-9 降伏ひずみによる安全率 (アースフィル)

関係を示している。図-11 から、ロックフィル (HR-5) の実験では CREST の降伏ひずみが $\bar{\gamma}_y(C) = 3.0 \times 10^{-4}$ 、このときの MIDDLE および BASE のひずみが、それぞれ 2.1×10^{-4} および 3.4×10^{-4} である。また、図-10 から $\bar{\gamma}_y(C)$ に対応する G/G_0 値は 0.44 で与えられる。したがって、先の考え方から $\bar{\gamma}_y(M) = 3.7 \times 10^{-4}$ 、 $\bar{\gamma}_y(B) = 5.2 \times 10^{-4}$ が得られ、CREST が降伏したときの各部のひずみ安全率は

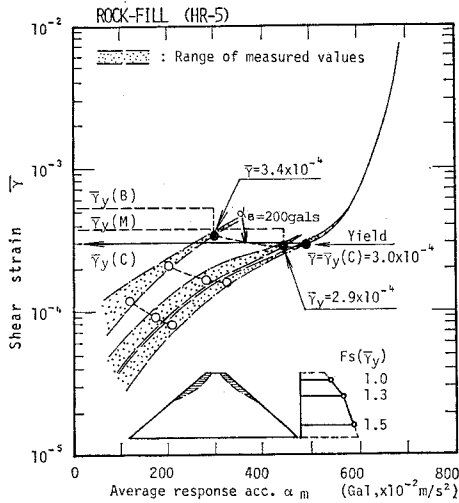
$$\text{MIDDLE : } F_s(\bar{\gamma}_y) = \frac{3.7 \times 10^{-4}}{2.9 \times 10^{-4}} = 1.3$$

$$\text{BASE : } F_s(\bar{\gamma}_y) = \frac{5.2 \times 10^{-4}}{3.4 \times 10^{-4}} = 1.5$$

となり、ひずみ安全率の分布は図-11 の下図で示される。この分布から、ロックフィルのひずみ安全率は堤頂から堤底に至る間の変化が比較的大きく、このため地震時においては堤頂付近でまず破壊が発生し、これが下方に伝達されるものと考えられる。



図—10 ロックフィルの降伏ひずみ



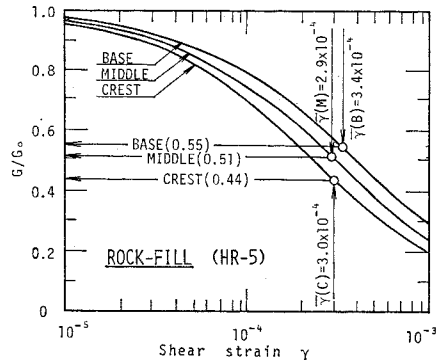
図—11 降伏ひずみによる安全率 (ロックフィル)

以上の議論は、降伏時の剛性の低下率が堤体内各点で等しいという考え方に基づくものであったが、観点を交えて検討すると次のようになる。まずロックフィルについて、CRESTが降伏した時点の各部分のひずみに対応する G/G_0 の値に着目すると、図—12よりCRESTでは $G/G_0=0.44$ ($\bar{\gamma}_y(C)=3.0 \times 10^{-4}$)、MIDDLEでは $G/G_0=0.51$ ($\bar{\gamma}_y=2.9 \times 10^{-4}$)、BASEでは $G/G_0=0.55$ ($\bar{\gamma}_y=3.4 \times 10^{-4}$) となり、堤頂部ほど剛性低下が著しい。ここで、剛性低下率の面からひずみ安全率を定義すると、CRESTのひずみ安全率を1.0としたとき

$$\text{MIDDLE} : F_s(\bar{\gamma}_y, G) = 0.51 / 0.44 = 1.16$$

$$\text{BASE} : F_s(\bar{\gamma}_y, G) = 0.55 / 0.44 = 1.25$$

となる。先のひずみ安全率の分布と比べてやや変化は小さいが、やはり堤頂部は破壊に対する危険性の高いことがうかがわれる。同様な手法でアースフィル (HE-8) を検討すると、降伏時の G/G_0 はCRESTで0.56、MIDDLEで0.59、BASEで0.60である。したがっ



図—12 ロックフィルの降伏ひずみと剛性の低下率

て剛性低下に基づくひずみ安全率 F_s は、MIDDLEで1.05、BASEで1.07となり、やはり堤体は全体にひずみ安全率が1.0に近い。

以上のように、堤頂部が降伏に至るときの剛性低下率は、ロックフィルで44%、アースフィルで56%、平均的には約50%である。もちろん、この値の物理的意味については不明な部分が多く、議論の余地が残されているが、破壊評価の1つの目安として簡便的に使用するのには、現段階でもさほど無理がないように考えられる。

(2) 数値解析による降伏ひずみの検討

a) 堤体内に発生するせん断ひずみと応答加速度の間には一定の関係があり、またこのような整理から堤体の破壊が予測できることを述べた。しかし、この議論は実験事実だけに着目したものであるから、実験結果の検証の意味でも、また耐震設計法の今後の展開を考えるうえでも、このような特性が解析的に確認できるか否かを明らかにしておくことは重要なことと思われる。この意味で、本節では振動実験を実施した堤体に対して、築堤材料の非線形性を考慮した応答解析を行い、実験結果と照査し、数値解析の実際問題への適用性を検討した。

本研究で用いた解析手法は、カリフォルニア大学で開発された有限要素法による振動解析プログラム QUARD-4²⁹⁾ と基本的には同じであり、等価線形化法を土台とし、比例減衰の考え方に基づいている。材料の物性値(せん断剛性率 G および減衰比 h) の非線形性はすでに述べた Hardin-Drnevich モデルで表現した。なお解析法の詳細は文献 14) に示してある。

b) 解析結果

図—13はロックフィル (HR-5) の実験結果と計算値とを比較して示したものである。図中の破線は式 (1)、(2) で与えた物性値をそのまま適用して、CRESTのせん断ひずみと平均応答加速度の関係を求めたものである。図から明らかなように、解析結果においても応答加速度の増加に伴ってひずみは逐次増加し、ある加速度に

おいてひずみの急増点が現われ、実験結果の特性が定性的ではあるがよく表現されている。そしてひずみの急増する点のひずみ量は実験結果とそれほど大きな差は認められない。しかし、応答加速度に関しては計算値と実験値があまり一致していない。この理由として、物性値の定め方、すなわち応答解析に用いた物性値は低拘束圧の対応値を推定したものであり、また粒径を縮小した材料の実験結果であることなどが考えられる。そこで物性値を種々変化させて応答解析を行い、ひずみ量と応答加速度との関係が実験値と合うように物性値を試算してみた。この結果 $G_0=1200 \sigma'^{0.55}$ としたとき(図の鎖線)、堤体内の全点で計算値と実験値とがよく対応し、特にひずみが急増する特性やそのときのひずみ量がよく表現されることが知れた。

図-14 は一連の計算の過程で求められた入力加速度と堤体の一次固有振動数の関係を示したものである。これによると、入力加速度が小さい間は固有振動数にあまり変化がみられないが、入力加速度の増大に伴って剛性

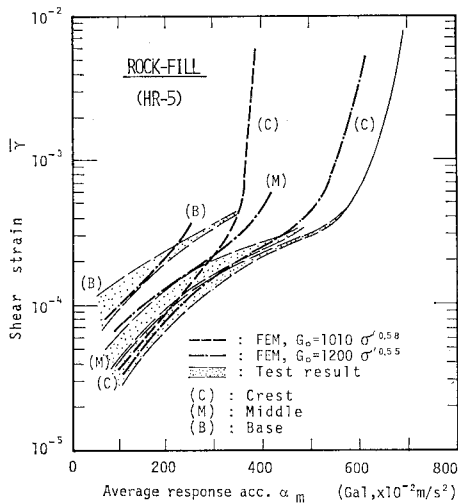


図-13 計算値と実験値の比較(ロックフィル)

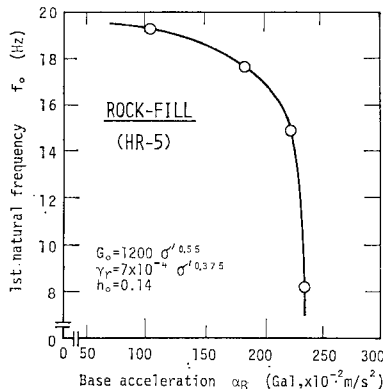


図-14 一次固有振動数と入力加速度の関係

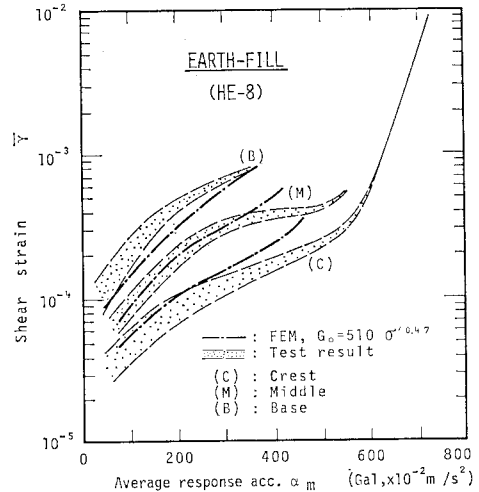


図-15 計算値と実験値の比較(アースフィル)

が低下し、加速度がある大きさ以上になると固有振動数が急激に低下する傾向がみられる。そして堤体が破壊状態に近いときの入力加速度に対しては、微小加速度時の半分以下の値まで固有振動数が低下することがわかる。また固有振動数が急激に低下するときの入力加速度は、上述のひずみの急増点とよく対応しており、この面からも堤体の破壊予測が可能のようにも考えられるが、これについては別の機会に議論することにした。

図-15 はアースフィル(HE-8)の場合について実験値と計算値を比較したものである。ただし、計算値は式(1),(2)で与えた物性値をそのまま用いた結果である。この場合もロックフィルの場合と同様、加速度が増加するに従って両者の差が大きくなるが、全体的な傾向としては計算値と実験値はよく対応しているように思われる。

c) 結果の検討

築堤材料の非線形性を考慮した応答解析の結果と実験結果とは必ずしも一致したとは考えにくい。しかし、両者の違いは主として物性値によるものであり、したがって適切な物性値を導入することにより、その相違は解消されるものと思われる。このように、応答解析においても実験結果でみられるようなひずみの急増点が明瞭に現われるが、このことは堤体の破壊をひずみ量を通じて解析的に予測し得ることを意味するものと考えられる。したがって実ダムの耐震設計においては、振動解析を行って堤体の応答加速度とひずみ量の関係を求め、降伏ひずみを定義することによって堤体の安定性を評価し得ると判断される。

(3) 耐震設計に関する考察

地震を要因とするフィルダム破壊には2つのケースが

考えられる。1つは、堤体のすべり破壊のように地震外力が破壊の直接的な原因となる場合であり、他は、たとえば地震による堤体の変形（不等沈下も含む）やこれに伴う水理的破壊のように地震外力が間接的な要因となる場合である。本研究では、振動実験や振動解析の結果を通じて堤体のせん断破壊に関する議論を行ったが、このなかで、堤体の地震による破壊はせん断ひずみと応答加速度との関係から、降伏ひずみを決定することにより評価し得ることを述べた。ひずみに着目した理由は、ひずみ量は相似則による制約が少ないと考えられるので、実験結果をそのまま実ダムに対しても適用できると考えたからである。しかし、堤体の破壊をひずみ量だけに着目して議論しようとするのは必ずしも適当とはいえない。この理由は、たとえばロックフィルの表層すべりのように、破壊に至るまでの応力～ひずみ関係が非常に不明確な場合は、堤体内のひずみを議論するより、いわゆる摩擦性材料（剛塑性体）としての取扱いの方が有利と考えられるからである。今回の破壊実験では、堤頂部が降伏ひずみに達した直後に表層すべりが発生したことから、ロックフィルについても降伏ひずみと堤体破壊との対応づけを行った。しかし、実ダムにおいては堤頂部付近に大粒径のロックを用いたり、あるいはこれらを敷きつめたりするのが普通であるから、この部分のすべり抵抗はかなり期待できるものと思われる。そしてこのような場合は表層すべりより、むしろ堤体の内部を通るすべりの可能性が高いと考えられる。以上のことから考えると、ロックフィルダムの破壊に対しては、堤体内部のすべりと表層すべりとの2方面から安定性の検討を行う必要があると考えられる。そして、堤体内部の破壊に対しては降伏ひずみを基準とした考え方、表層すべりに対しては材料の動的な摩擦特性に基づいた評価法が適当と思われる。後者の場合はロック材料の動的摩擦特性を明らかにする必要があるが、これについては現在実験中であるので次の機会に報告したいと考えている。

6. 結 論

フィルダムをアースダムとロックフィルダムに大別し、振動実験や振動解析を通じて、堤体の地震時の破壊形態や安定性の評価法について議論を行った。従来、振動実験を伴うこの種の研究では、実ダムと対応させた模型実験が各種行われているが、模型実験に基づいた安定性の議論は相似則の面から多くの制約を受けている。そこで本研究では、他の諸量と比較して相似則の制約が少ないと考えられる堤体内のひずみ量に着目し、フィルダムの地震時の安定性を議論した。

本研究で明らかになった事項を列記すると以下のよう

になる。

(1) 均一型アースフィルの破壊は、まず堤頂付近に亀裂が発生し、これが入力加速度の増加とともに堤頂部にくさび状の土塊を形成することになり、最終的に堤体内にすべり面を形成して滑動する。

(2) 均一型ロックフィルの破壊は、堤頂部付近の表層ロックの転げ出しから始まり、これが図-5に示したように斜面全体の表層すべりを誘発する。そして入力加速度の増加に伴って斜面勾配が逐次緩やかになり、最終的に堤頂部が半円状になって安定する。

(3) 中心コア型ロックフィルの場合は、表層すべりは均一型とほぼ同様であるが、コア部とロック部との振動の位相差によりコア部に乱れが生ずる。コア部の乱れが顕著になれば、水理的破壊につながるおそれがある。

(4) 堤体が破壊に近づくとき、堤体内のせん断ひずみが急激に増大し、一種の降伏ひずみが定義できる。そしてこの降伏ひずみを基準にとれば、堤体の破壊がよく説明でき、耐震設計における安定性の一評価法としての提案が可能である。

(5) 上記のひずみ急増傾向は、材料の非線形性を考慮した応答解析においても定性的に確認された。したがって、アースフィルのように堤体内部を通る深いすべりが予測される場合は、動的物性値を十分吟味して応答解析を行うことによって実用面での安定性の評価が可能と考えられる。

(6) ロックフィルの安定性については、堤体内部のすべりと表層すべりの両面から議論する必要がある。そして、堤体内部のすべりについては上記のひずみによる評価法、表層すべりについては材料の動的摩擦特性に基づく評価法が妥当と思われる。

7. あとがき

本研究では、フィルダムの地震時の安定性をひずみ量の面から議論した。この方法を実用面に適用するためには、材料の動的性質を十分な精度で把握する必要がある。特に、本研究のように模型実験を土台として議論を進める場合は、低拘束圧時の土の動的性質に関する解明が不可欠であり、今後の問題として残されている。また振動解析についても現在、種々の手法が提案されているので、これらの見直しも必要と思われる。特に、材料の非線形性を考慮した応答解析は、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、実用的な面からの解析法の開発も今後の重要な課題と思われる。

おわりにのぞみ、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。また研究を進めるにあたり、名古屋大学教授、山口柏樹博

士（東京工業大学名誉教授）には貴重なご助言とご指導をいただいた。ここに合わせて感謝の意を表する次第である。

参 考 文 献

- 1) 建設省：ダム耐震懇談会資料，1980。
- 2) Ohne, Y., H. Tatebe and K. Narita : The Study on the Vibration Properties of Fill-Dams (Analysis on the basis of Model Tests and Observed Data in the Field), Proc. 12th ICOLD, Vol. 4, pp. 841~865, 1976.
- 3) 畑野 正・渡辺啓行：アースダムの振動解析，土木学会論文報告集，No. 164, pp. 1~14, 1969.
- 4) Clough, R.W. and A.K. Chopra : Earthquake Stress Analysis in Earth Dams, Report of Structural Engineering Laboratory, No. 65-8, University of California, 1965.
- 5) 林 正夫・北原義浩・駒田広也：連続体の三次元振動の解析（ロックフィルダムの二次元振動と三次元振動の比軸），電力中央研究所技研報告，No. 71013, 1972.
- 6) Hardin, B.O. and V.P. Drnevich : Shear Modulus and Damping in Soils, Measurement and Parameter Effect, Proc. ASCE, Vol. 98, No. SM 6, pp. 603~624, 1972.
- 7) Jennings, P.C. : Periodic Response of a General Yielding Structure, Proc. ASCE, No. EM. 2, pp. 131~163, 1964.
- 8) 渡辺啓行・馬場恭平：フィルダムの動的解析に基づく安定評価手法の一考察，大ダム，No. 97, pp. 25~38, 1981.
- 9) 渡辺啓行：碎石の動的変形係数，減衰定数ならびにポアソン比に関するバイリニアモデルによる考察，第14回土質工学研究発表会，pp. 525~528, 1980.
- 10) Hardin, B.O. and V.P. Drnevich : Shear Modulus and Damping in Soils, Design Equation and Curves, Proc. ASCE, Vol. 98, No. SM 7, pp. 667~692, 1972.
- 11) 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，電力中央研究所技研報告，No. 3880002, 1980.
- 12) 大根義男・建部英博・四俣正俊・木村勝行・奥村哲夫：1978年宮城県沖地震の被害調査。主としてフィルダム，溜池の堰堤，河川堤防等の被害について，愛知工業大学研究報告，No. 14, pp. 179~191, 1979.
- 13) Idriss, I.M., J. Lysmer, R. Hwang and H.B. Seed : QUARD-4. A Computer Program for Evaluating the Seismic Response of Soil Structures by Variable Damping Finite Element Procedures, EERC Report No. 73-16, University of California, 1973.
- 14) 成田国朝・建部英博・奥村哲夫・大根義男：ロックフィルダムの動的応答特性について，愛知工業大学研究報告，No. 17, pp. 133~141, 1982.

(1982.11.13・受付)