The Japanese Geotechnical Society

No. 684

ロックフィルダム模型の振動破壊実験
——貯水のない場合——

田村重四郎*（たむら じゅうしろう）
岡本舜三**（おかもと しゅんぞう）
加藤勝行***（かとう かつゆき）

1. 概　説

フィルダムは天然の土石で築造された構造物であるため，外力や自重に対する堤体の抵抗性を評価する方法がコンクリートダムの場合とは異なっている。とくにロックフィルダムは堤体が粒体で構成されているため，アースダムに比べてさらに一体性に乏しい構造物とみられ，構造体としての強度は，ダムを構成する個々の岩石塊の強度とは別に，ノリ面の滑動と言う観点から評価されている。このことは重力の作用方向とは異なった方向の質量力が作用する地震の場合，とくに重要な意味をもっている。

近年，幾つかの高いロックフィルダムで，地震観測が行なわれたり動的性質の調査が実施されたりするようになり，これと平行して数値解析による動的挙動の研究が進められた結果，ロックフィルダムの地震に対する応答や堤体内部の応力状態など地震時の挙動が次第に明らかになってきている。

しかしながらロックフィルダムの地震時の強度，地震性については明らかになっていないように思われる。現状においてロックフィルダムに高い耐震性を付与するにはノリ面のコウ配をゆるやかにするなどの対策が必要であり，多額の建設費を要することになる。耐震性を正しく評価し耐震性を増加させるための合理的な方策を見いだすために破壊現象の研究が必要である。

このような見地から筆者等ら昭和42年よりロックフィルダムの大型二次元模型を大型振動台上に築造し，これを振動により崩壊させ，崩壊状況を調査して来た。

ここに述べるのはたん水していない場合の実験結果であって，今までに得られた主な成果を記せばつぎのようである。

i）粒度が比較的そろっている場合，粒径の増大は斜面崩壊時の加速度（以下 α_f と言う）を増加させる。

ii）ノリ面コウ配がゆるやかになるに従い α_f は増加するが，コウ配がある値を越えると α_f の増加の割合が小さくなり，α_f は一定値に近づく傾向がある。

iii）ノリ面の崩壊状態は材料の粒径やノリ面コウ配によって影響をうける。

iv）ノリ面に設けられた小段はノリ面の α_f を増加させると共にノリ面の崩壊状況を変化させる。

v）中央コア型ダムでは，コア部とシェル部の材料の弾性係数の相互関係は，ダムの崩壊状況に影響を与える。

以下順を追って説明する。

2. 相　似　則

実物と模型の相似則を定める場合，まず対象とする構造体の力学的性質と現象の性質を知らねばならず，これに基づいて模型の材料，模型の寸法，実験の範囲，方法などを決めて行く必要がある。このことはロックフィルダムの破壊実験とくに動的破壊実験を対象とした場合容易ではない。本実験では主目的をロックフィルダムのセン断による破壊現象の調査において相似則を定めた。

この場合自重による応力と慣性力による応力とは同様に評価される必要があるからつぎの式が成り立つ。

$$\left(\frac{\sigma_m}{\sigma_p}\right)_{\text{weight}}=\frac{\rho_m}{\rho_p}\cdot\frac{g}{g}\cdot\frac{1}{\lambda}=\left(\frac{\sigma_m}{\sigma_p}\right)_{\text{inertia}}=\frac{\rho_m}{\rho_p}\cdot\frac{\alpha_m}{\alpha_p}\cdot\frac{1}{\lambda}$$

$$\therefore\ \frac{\alpha_m}{\alpha_p}=1 \qquad \text{ただし}\quad \lambda=\frac{L_m}{L_p}$$

堤体材料の粘着力はセン断破壊時には無視できると考えられるので，セン断強さは直応力に比例するものとすると，材料の強さは応力と同じ次元をもつからつぎの関係が得られる。

$$\frac{S_m}{S_p}=\frac{\sigma_m\tan\varphi_m}{\sigma_p\tan\varphi_p}=\frac{\sigma_m}{\sigma_p}$$

$$\therefore\ \frac{\tan\varphi_m}{\tan\varphi_p}=1$$

また構造体が弾性領域にある範囲では次式が成り立つ。

$$\frac{\sigma_m}{\sigma_p}=\frac{E_m}{E_p}=\frac{\rho_m}{\rho_p}\cdot\frac{1}{\lambda}$$

* 工博　東京大学生産技術研究所助教授
** 工博　埼玉大学教授
*** 東京大学生産技術研究所

NII-Electronic Library Service

なお弾性領域にあるときは実物と模型の時間軸の関係は次式で表わされる。ただしポアソン比は変わらないものとする。

$$\frac{T_m}{T_p}=\frac{L_m/C_m}{L_p/C_p}=\frac{L_m}{L_p}\sqrt{\frac{\rho_m}{\rho_p}\cdot\frac{E_p}{E_m}}=\frac{1}{\sqrt{\lambda}}$$

ただし　L：長さ
E：弾性係数
σ：応力
α：加速度
T：時間
g：重力加速度
φ：内部摩擦角
s：セン断強度
c：弾性波の伝ぱ速度

suffix m, p はそれぞれ model と prototype を示す

これらの式は通常の構造体に適用できる関係式であり，式中の λ は模型と実物の寸法比を示していて，ダムを構成する個々の粒子の寸法の関係を示すものではない。また強度の点からみた場合内部摩擦角 φ のみが関連してくることに注意する必要がある。後に述べるように材料の粒径は α_f に大きな関係をもつことが実験により明らかになった。

3. 模　　型

実験を行なった模型は大別して2種類に分けられる。一つはノリ面の崩壊状態を主に調査するための均一材料よりなる模型であり，他は中央コアとシェル部の剛性の関係による堤体の崩壊状態の調査を目的としたコアをもつ模型である。いずれも高さ 1.4 m，堤頂幅 14 cm，堤長 2 m の二次元模型であるが，ϕ10～30 cm の玉石を用いたノリ面の模型では振動台の寸法と粒径に制限されて，断面形状をダムの形状にとりえなかった。また模型は同一形状に対し3個以上築造され試験された。

(1)　均一材料よりなる模型

この模型では，上下流ノリ面共それぞれ単一コウ配である場合，いずれか一方のノリ面に小段を作る場合およびノリ面中腹でコウ配を変化させ上部でコウ配をゆるやかにした場合がある。

上流面コウ配割分	下流面コウ配割分	材料の粒径 (ϕ)	摘　　要
1.8	1.5	2～6 cm	材料の粒径で（ ）されているものは加振動数が約 3.4 Hz の場合であり，他は主に2.0～2.3 Hz の加振動数で実験しているが，これ以外の加振動数で実施している場合もある。
1.8	1.8	2～100 mm	
1.8	2.1	2～6 cm，(2～6 cm)	
2.1	1.5	2～6 cm	
2.1	2.1	5～10 mm，(2～6 cm)	
2.1	2.5	2～6 cm，(2～6 cm)	
2.5	2.5	(2～6 cm)，2～100 mm	
2.5	2.8	2～6 cm	
2.8	3.0	2～6 cm	
—	2.1	10～30 cm，(10～30 cm)	
—	1.8	10～30 cm，(10～30 cm)	

ノリ面が平面である場合，高さ 1.4 m の模型については，次表のようなノリ面コウ配が選ばれている。

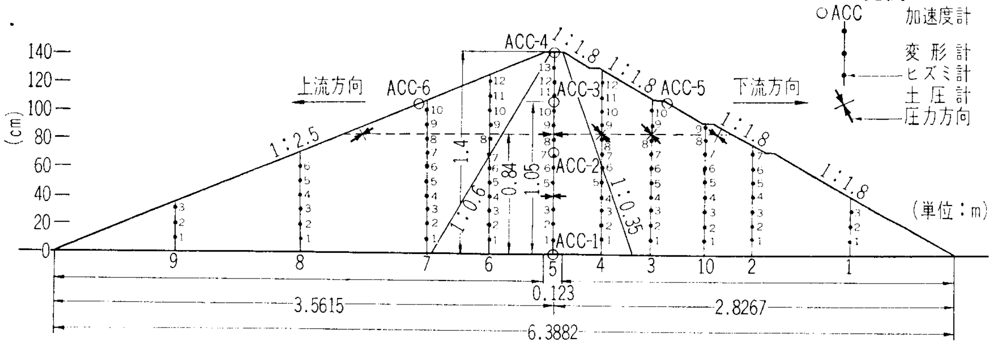
小段を設けた模型の例は図—10に示すようであって，小段は一つのノリ面にのみ設けられ，そのコウ配は 1：1.8 である。小段の幅は 50 cm，設置高さは 70 cm および 90 cm の2種である。材料の粒径は ϕ2～6 cm の玉砂利で加振動数は 2.1 Hz および 3.4 Hz である。

ノリ面コウ配をノリ面中途（高さ 90 cm）で変化させた模型は図—11の例に示すように，上流ノリ面コウ配のみを下部で 1：1.8，上部で 1：2.1 にした場合と上流ノリ面コウ配を 1：2.1 から 1：2.5 に，下流ノリ面コウ配も同様に 1：1.8 から 1：2.1 に変化させた場合とがある。使用材料は ϕ2～6 cm の玉砂利であり，加振動数は 2.1 Hz および 3.4 Hz である。

ϕ10～30 cm の玉石を材料としたフィルは，他の模型とは異なって振動台の砂箱の隅角部を利用し，一面は振動台の砂箱の壁面を用い，他面は 1：2.1 のコウ配で積上げた上底幅 1.0 m，高さ 1.4 m の台形断面をもったフィルである。加振動数は 2.2 Hz～3.5 Hz である。

(2)　中央コアをもった模型

図—1に示すように高さ 1.4 m，堤頂幅 14 cm，上流ノリ面コウ配 1：2.5，下流ノリ面コウ配は平均 1：2.1，長さ 2 m の二次元模型である。シェル材料として ϕ5～10 mm の砕石，コア材料として砂混じりシルトを用いた。模型のコア部の密度によってA，B 2種類の模型を製作したが密度はそれぞれ 1.72 gr/cm³ および 1.50 gr/cm³ である。コア材の三軸圧縮試験より推測すると弾性係数はヒズミの小



図—1　中央心壁をもつ模型の寸法および計測器配置図

NII-Electronic Library Service

The Japanese Geotechnical Society

粒 度 試 験

レキ %	砂 %	シルト %	粘土 %	最大径 D_{max} mm	60%径 D_{60} mm	10%径 D_{10} mm	均等係数	2000μフルイ通過率 %	420μフルイ通過率 %	74μフルイ通過率 %
0	78	13	9	2.0	0.45	0.010	45.0	100	57	22

さい範囲でそれぞれ 40～60 kg/cm² および 15～25 kg/cm² 程度とみられる。

4. 模型材料

模型に使用される材料は，それぞれの実験目的に適合するよう選択された。ノリ面崩壊実験では粒径の崩壊に及ぼす影響を検討するため，比較的粒径のそろった材料を用いたが比較のため一部の実験では φ2～100 mm の広い粒度分布をもつ砂利も使用した。

(1) φ10～30 cm 玉石

利根川産玉石で，砂岩，ケイ岩，凝灰岩よりなり，平均比重 2.59，単位体積重量は 1.68 ton/m³ である。任意の 200 個の重量を測定した結果 3～15 kg のものが全体の約 80%を占め，1個の平均重量は約 8 kg である。

(2) φ2～6 cm 玉砂利

おもにケイ岩，砂岩，石灰岩で平均比重 2.56，単位体積重量は 1.6 ton/m³ で，これを積み上げ，下方より徐々に除去し，崩壊させたときの傾斜角は約 43°，安息角は 40.4° であった。

(3) φ5～10 mm 砕石

石灰岩が主で比重は 2.57，標準突固め試験での最大単位体積密度は 1.83 gr/cm³ である。模型では乾燥密度は 1.54 gr/cm³，含水比 0.2%，セン断抵抗角は約 40.4° であった。

(4) φ2～100 mm 河床タイ積砂利

高瀬川産で粒度加積曲線はほぼ直線になっている。φ2 mm未満の部分がないのは材料の粘着性を除くためである。その結果今まで述べた材料と同様に模型製作作業による締め固まりは見いだせなかった。

(5) 砂混じりシルト

高瀬川筋で得た材料で模型のコア材に使用した。粒度試験および標準突固め試験の結果は上表に示すとおりであり，またこの実験のため種々の密度をもった状態で三軸試験を行なった。なお締固めは落錘によった。

5. 測定用機器および配置

模型の破壊過程を調べるためには模型の表面および内部での挙動の時間的変化を知る必要があり，そのため模型の内部および表面に加速度計，ヒズミ計，土圧計を設置した。また模型の変状を調べるために，堤体材料の一部を着色して，表面に置いたりあるいは堤体内部の数個所に柱状に埋設したりした。さらに表面の変状は視察と映画撮影で調査した。用いた計器はつぎのとおりである。

加速度計：新興通信社製 UA2 型，最大測定加速度 2 g

ヒズミ計：厚さ 0.4 mm，幅 10 mm，長さ最大 1.4 m の燐青銅板に 10 cm 間隔で抵抗線ヒズミ計をてん付し，ヒズミ計の示度を記録した。

着色材料：模型材料を緑，黄，赤などの数種類の色に着色し，斜面および堤内に置きその移動状況を調べた。

土圧計：豊田工機株式会社製の半導体圧力変換器 PCS-25 で，アルミニウム製の 4 cm 直方体にてん付して埋設した。

標準突固め試験

最適乾燥密度 $\gamma_{d\ max}$	最適含水比 W_{opt}
1,990 gr/cm³	9.5%

6. 実験および実験結果

振動台上に築造された模型は任意に決められた振動数の正弦波形で加振され，加速度を徐々に増加して破壊させた。使用した振動台は東京大学生産技術研究所千葉実験所に設置してある大型振動台で，性能はつぎのとおりである。なお本振動台では駆動には電動油圧装置が使われ，また振幅を増すためにバネ共振が利用されている。

振動台砂箱：長さ 10 m，幅 2 m，高さ 4 m

振動台重量：空 虚 時　35 ton

最大積載時　170 ton

振 動 数：1～5 Hz

最大加速度：0.4 g

最大変位：±100 mm

アクチュエター出力：20 ton

支　承：油圧浮上方式

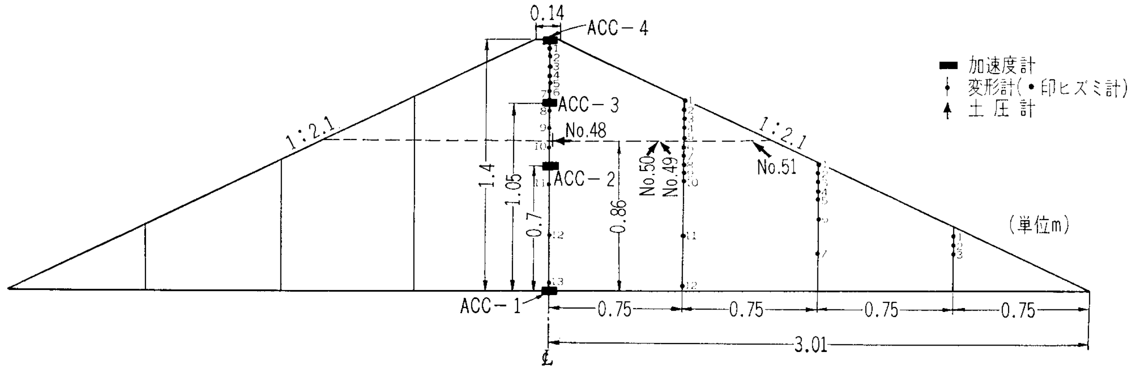
前述の計器による計測はすべて動的に行なわれ，オッシログラフに連続的に記録された。

構造物の崩壊の考え方は現象的な面のみならず構造物の種類，重要性，機能など，検討する観点によっても変わってくる。本実験では材料の種類によって崩壊状態に幾分の相違があるが，おのおの共通した破壊過程として加速度を増すに従い，ア）不安定な位置にあった表面の石塊が転動して安定な位置につき，イ）表面の石塊が数個ずつまとまって転動するようになり，ウ）ノリ面の部分が層状またはなだれ状に移動し，ついに エ）全体的に変形するようになるのが認められる。そこで ウ）の段階をもって崩壊と定義することとし，この時点での振動台の加速度をもって崩壊時の加速度とし α_f で示した。このような基準の下で以下実験および結果について述べる。

6.1 均一材料よりなる模型

（1） 上下流ノリ面とも単一コウ配である模型

NII-Electronic Library Service

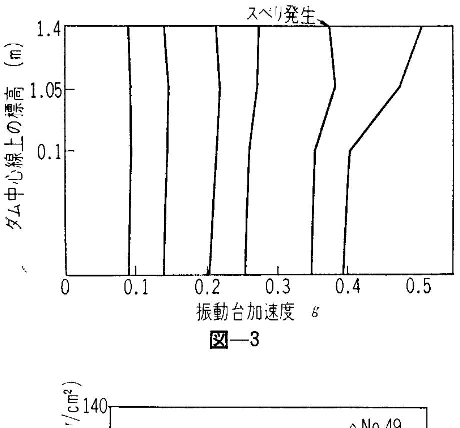


図—2 均一材料の模型の寸法および計測器配置図の一例

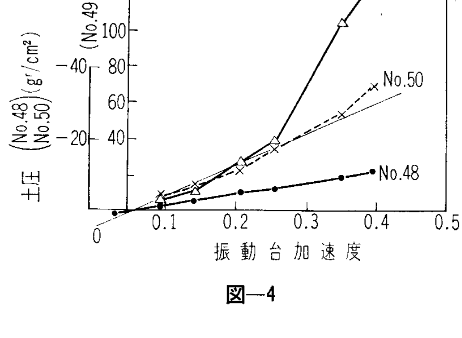
図—2 は ϕ5～10 mm の砕石で作られた模型の寸法および計測機器の配置の例である。

この模型の最終崩落に至るまでの各時点における模型の中心線上の加速度分布を示したのが **図—3** である。斜面の視察と併せて見ると，加速度の分布はノリ面に崩落が発生するまで堤頂より基盤までほぼ一定であって，崩落の発生時点で堤頂の加速度が基盤の加速度の 5～15% 増しとなっている。このように加速度分布が一定であるのは模型の共振振動数に比べて，加振動数が低いためであろう。

また同模型内に埋設された土圧計で得られた土圧の例を **図—4** に示す。埋設点が引張状態になると土圧計の示度が正しい土圧を与えなくなるため，波形は一側で飽和した正弦波形を示すようになるので，圧縮側で示す土圧を振動台加速度と対比して示してある。これによれば No. 49, No. 50 の土圧の大きさはほぼ 2：1 で，振動台加速度が 0.2 g 付近までは振動台加速度に比例して増加することがわかる。振動台加速度が 0.25 g を越えると土圧は急激に増加するが，これは模型が非線形領域で挙動していることを示すものと考えられる。



図—3



図—4

堤体内部の変形過程については中央コアをもつ模型の項で説明する。

つぎに実験で得られた成果を記述する。

ア）粒径と α_f との関係

ϕ5～10 mm の砕石，2～6 cm の玉砂利および ϕ10～30 cm の玉石を使ってノリ面コウ配 1：2.5, 1：2.1 および 1：1.8 の模型を築造し，既述の方法で振動破壊させたときの崩壊時の振動台の加速度（α_f）を粒径に対し記したのが **図—5** である。図によれば α_f は粒径の増大に伴い ϕ1 cm から数 10 cm の間ではほぼ直線的に増加することがわかり，α_f に対する粒径の効果が大きいことが認められる。また加振動数の増加によっても α_f は増加していることがわかる。

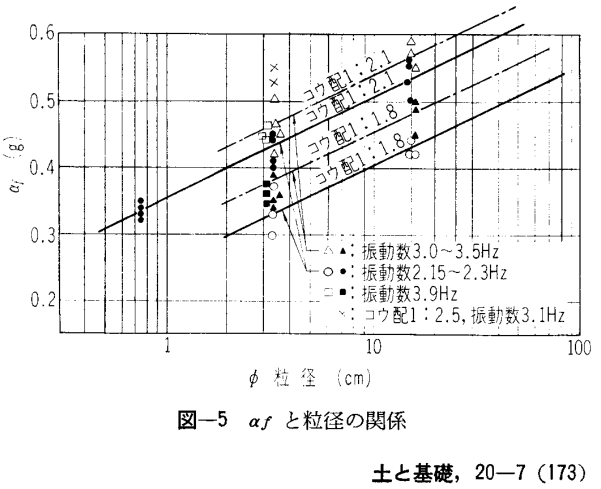
ノリ面コウ配 1：2.1 および 1：1.8 の場合の α_f を粒径の関数として示すとつぎの実験式が得られる。

$$\alpha_f = 0.14 \log_{10} \phi + K$$

ただし ϕ は粒径（cm）で，K はノリ面コウ配と加振動数によって決まる常数で次表のような値をとる。

ノリ面コウ配 ／ 振動数（Hz）	1：1.8	1：2.1
2.15～2.3	0.255	0.355
3.0 ～3.5	0.30	0.385

また視察によれば材料の粒径によって崩壊状況に相違がある。すなわち ϕ5～10 mm の材料ではノリ面表面がなだれ状に崩落しやすいが，ϕ10～30 cm の玉石材料では表面



図—5 α_f と粒径の関係

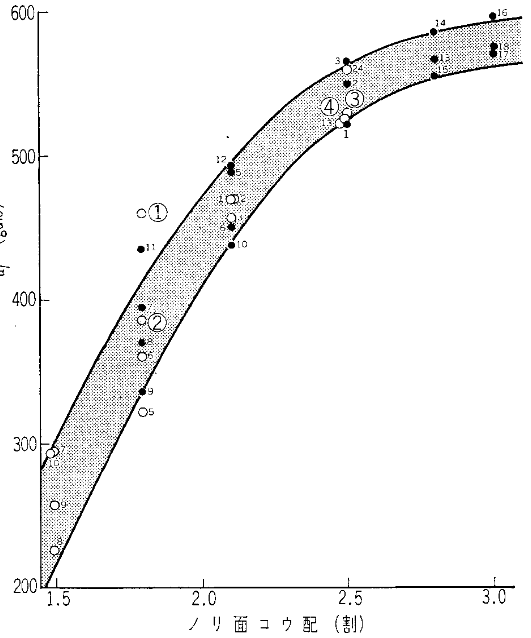
NII-Electronic Library Service

The Japanese Geotechnical Society

のある厚さの部分がわずかに移動するのみですぐ安定してしまい，ノリ面は崩落しにくくなる傾向がある。

イ）ノリ面コウ配と α_f との関係

ϕ2～6 cm の玉砂利を用いてコウ配の異なる数十個の模型を築造し α_f とノリ面コウ配との関係を調査した。図—6 は 2.1 Hz で加振した場合の結果である。上下流ノリ面のコウ配が異なるときは緩コウ配に対する α_f は●印で，急コウ配に対する α_f は○印でそれぞれ図示してある。



図—6　ノリ面コウ配と α_f の関係
（材料：玉砂利 O_{23} ϕ2～6 cm
加振動数：2.1 Hz）

図よりコウ配が 1：2.5 程度までは α_f はコウ配の減少と共に増加するが，コウ配が 1：2.5 以下になると α_f はそれほど増加しなくなり，一定値に近づいて行く傾向が認められる。後に述べるように崩壊がノリ面にほぼ平行な面で発生しているので，この現象を斜面上に置いた物体の滑動現象になぞらい，物体と斜面との間の摩擦係数を 1.18 程度にとると，物体が斜面を滑動し始めるときの加速度とコウ配の関係は本実験での α_f とノリ面コウ配との関係によく一致する。

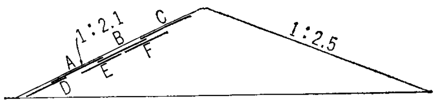
またこの現象は材料の粒度分布とも関連があると考えられるので，ϕ2～100 mm の材料を用いて同様に模型を築造し試験した。この場合の α_f は ϕ2～6 cm の模型の場合に比べて少し小さい値を示している。

なお実験前後の材料の密度は変化していない。

ウ）ノリ面上の崩落位置

本型式の模型ではノリ面の崩落が始まる位置はほぼ決まっていて，ダムの高さの上半部分にほとんど発生している。

図—7のようにノリ面をA～Fの



図—7　ノリ面の初期崩壊位置

6つの部分に分割して，崩落発生位置を決めると大部分の実験でCの領域に発生点があってF，B，Eの領域がそれについでいる。DまたはA領域に崩壊が発生しているのはノリ止めの方法が十分でない場合であって α_f は他の領域の破壊の場合に比して小さい。このことはノリ止めの重要性を示すものと言えよう。

崩落が発生するとノリ面の滑動は順次下部へ移り，同時に上部分の崩落が発生し，最終的には模型頂部はへん平な形となる。

エ）崩壊状況と滑動深さ

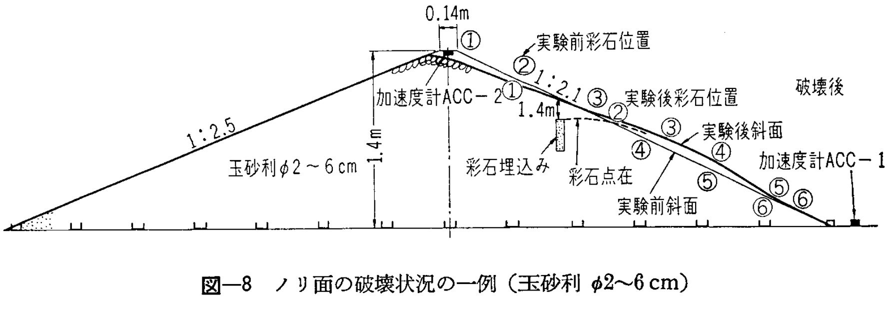
ノリ面の破壊状態はコウ配，材料の粒径，α_f と関係がある。図—8は ϕ2～6 cm の玉砂利で築造した模型で，コウ配は一面が 1：2.1，他面が 1：2.5 の場合である。一般に崩落状況にはつぎのような特性が見られる。

i）コウ配が急な場合には崩落は表層的で表面がもっとも移動し，かつ α_f は小さい。

ii）コウ配がゆるい場合，ノリ面の深い部分まで層状に滑動する傾向があらわれ，かつ α_f は大きい値を示す。

ϕ2～100 mm の材料で作った模型においてもっとも深い滑動点の深さと α_f をノリ面コウ配に対応させて示したのが次表である。コウ配が 1：1.8 の場合の滑動深さは 9～14 cm でコウ配が 1：2.5 の場合の滑動深さ 21～29 cm に比較して½以下であることに注意を要する。また ϕ2～6 cm の玉砂利の模型の場合に比べて滑動深さは幾分深いようである。またスベリ線はノリ面コウ配が 1：2.1 より急

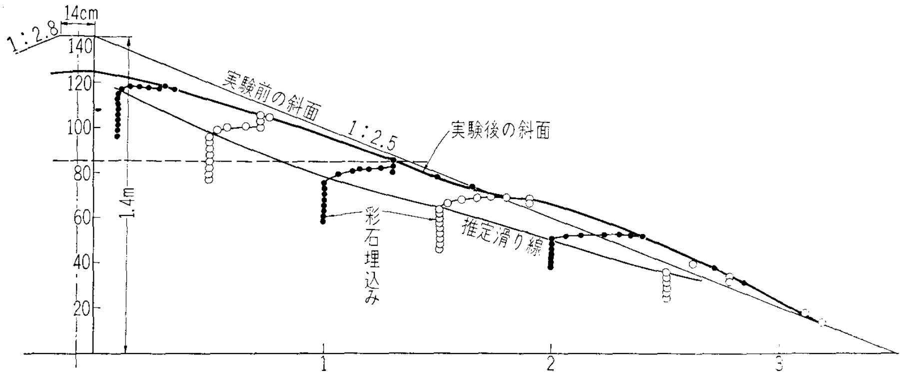
実験番号	斜面コウ配	崩落加速度 (g)	滑動した表面層の厚さ (cm)
06	1：1.8	0.346	9
07	1：1.8	0.362	14
05	1：1.8	0.303	—
02	1：2.1	0.423	—
03	1：2.1	0.475	17
04	1：2.1	0.424	19
08	1：2.5	0.525	25
09	1：2.5	0.500	21
00	1：2.5	0.512	29



図—8　ノリ面の破壊状況の一例（玉砂利 ϕ2～6 cm）

NII-Electronic Library Service

The Japanese Geotechnical Society



図—9　ノリ面の破壊状況の例（ϕ2〜100 mm）

なノリ面では比較的ノリ面に平行なスベリ面をもっているが，コウ配が 1：2.5 よりゆるやかな場合ノリ面中腹部でわずかながら深くなる傾向が見られる。

(2)　小段のある模型

小段を設けたノリ面のコウ配は 1：1.8 で，他のノリ面のコウ配は 1：2.1 である。本模型の崩壊状態は小段のない模型の場合と異なって，ノリ面の全面的な崩壊が起こりにくいため，破壊の定義に検討を加える必要があるが，ここでは小段を設けたノリ面が部分的にも滑動した場合をもって崩壊とすることにした。小段は 70 cm および 90 cm の高さに作られているが，崩壊状況にはそれほど差がないようである。

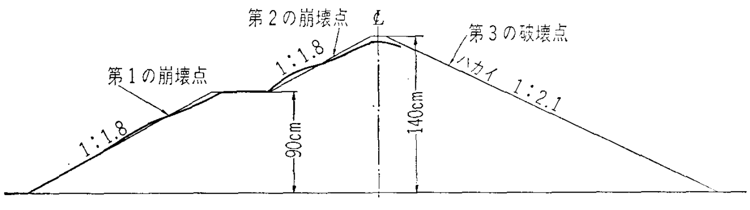
崩壊状態の特徴はつぎのようである。

i)　ノリ面のコウ配を一定とした場合，小段のあるノリ面は小段のない場合に比して α_f は大きい。

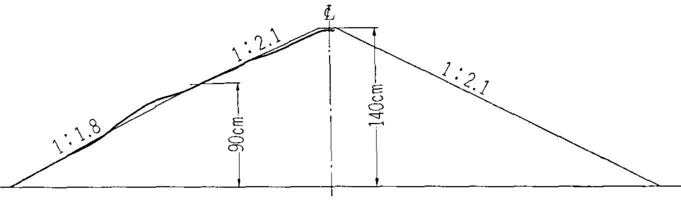
ii)　崩壊は小段の上側ノリ面の中腹部，小段の下側のノリ面では小段肩部分に発生していて，いずれも表面的である。

iii)　この崩壊の段階では小段は崩壊せず，したがってノリ面の全面的な崩落は起こりにくい。

破壊状況の例は図—10 に示した。



図—10　小段のある模型の破壊状況の例
第1崩壊時の加速度 0.445 G
第2崩壊時の加速度 0.450 G
第3崩壊時の加速度 0.465 G



図—11　ノリ面中腹でコウ配が変化している模型の崩壊状況の例

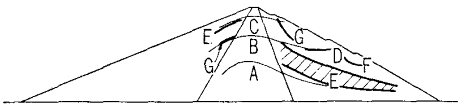
(3)　ノリ面中腹でコウ配が変化している模型

ノリ面の最初の崩壊がノリ面の上半分に発生することを考慮して，ノリ面の上半分のコウ配をゆるやかにしたのがこの模型である。模型は ϕ2〜6 cm の玉砂利で作られ高さ 90 cm でノリ面コウ配を変化させた。図—11 に示したのは，下半分が 1：1.8 であり上半分は 1：2.1 の模型である。

崩落状況は図—11 に示すようで，α_f=0.437 g で崩壊が発生したが，この発生点は単一コウ配のノリ面の場合と同様上半部にあって，α_f はほぼ単一コウ配が 1：2.1 の場合の α_f に近い値を示している。

6.2　中央コアをもつ模型

中央コアをもつ模型の破壊過程についてはすでに発表したとおり[1]であるので，ここではおもな特徴のみを再録する。コアの剛性が小さい方のB模型ではつぎのような崩壊過程が認められた。



図—12　ロックフィルダム模型の振動破壊過程

i)　斜面崩壊加速度 α_f の約 40% の振動台加速度（140 ガル）で堤体内部ではA，B，C線に沿って堤体材料の締固めによると見られる相対変位が生ずるが，振動台加速度が 270 ガル程度に上がるまで相対変位は増大することはない。

ii)　振動台加速度が 190〜210 ガルに達するとD線近傍で振動台振動数と同じ振動数で振動する相対変位が現われる。

iii)　振動台加速度が 270 ガルになるとE区域全域に ii) で述べたと同様な振動する相対変位が発生するに至る。また斜面中腹に埋込まれた土圧計の斜面方向の示度は一方向で飽和しているのがわかる。これは圧力計が引張の状態になったことによるものであろう。

iv)　振動台加速度が増加すると順次F線，G線近傍に振動する相対変位が発生する。

v)　振動台加速度が 340〜350 ガルに達するとD線付近でまず急激にヒズミが増大し始め，F線部，続いてG線部の順に急激なヒズミの増加が認められる。

vi)　崩壊ノリ面表面では ϕ5〜10 mm の砕石が流れるように流下した。

NII-Electronic Library Service

The Japanese Geotechnical Society

vii) コア自体は下流側に多少変位したが，コア頂部の破壊はシェル材の崩落後起こった二次的なものである。

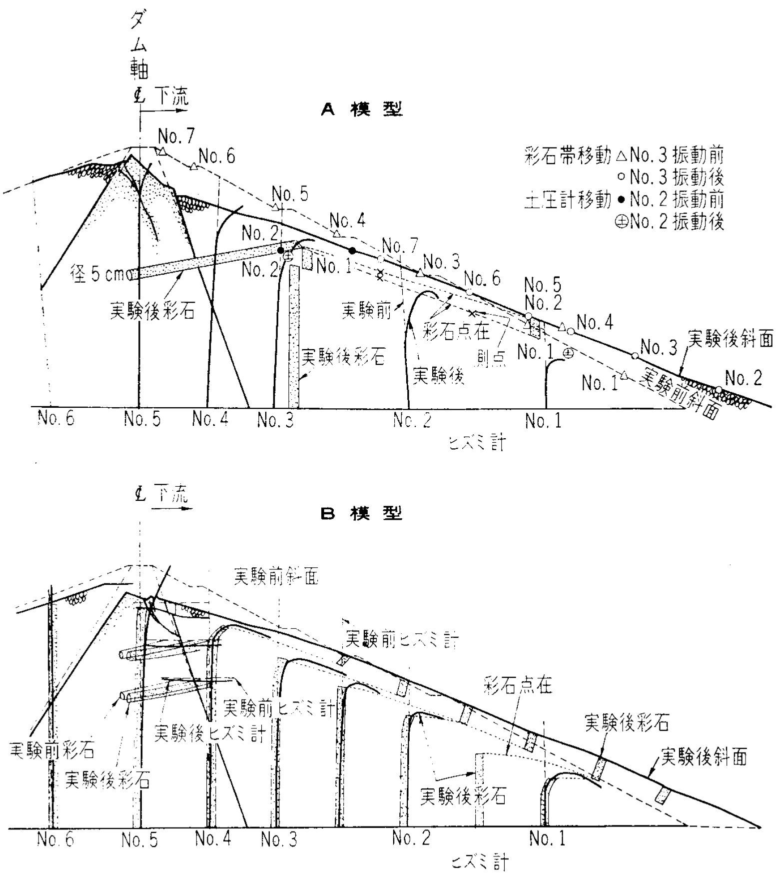
つぎにコアの剛性が比較的大きいA模型の崩壊過程で見られた特質はつぎのようである。

i) 振動台加速度約380ガルでノリ面中高部で水平なき裂が発生したような状態となりノリ面は急激に崩落した。

ii) コア自体の下流側への変位は認められない。

iii) コア上部にほぼ鉛直に近いき裂が発生した。

A，B模型の最終破壊状態は図—13に示すとおりであるが，いずれもほぼ斜面に平行に崩落していることがわかる。



図—13 中央コアをもつ模型の破壊状況

あとがき

以上ロックフィルダムの大型模型の空虚時の振動破壊実験結果により，相似則，崩壊時の振動台加速度とノリ面コウ配，堤体材料の粒径，断面形状との関連，コア部とシェル部の剛度の関係の崩壊に及ぼす影響を述べてきた。この実験はダムの基礎の剛性がダムの剛性に比べて非常に高く，また加振々動数が共振々動数に比べて低い領域で行なわれたものである。

崩壊に対するたん水の効果ならびに崩壊現象の力学の面からの考察については別の機会に報告する予定であるが，この問題の検討をさらに進めて行く考えである。

最後に本研究を行なうに当たり，よき協力者であった小野忠，片山英雄の両氏に謝意を表わすと共に東京電力KKが終始この研究を援助され，同社技術研究所が材料の試験に協力されたことを記して謝辞にかえたい。

参 考 文 献

1) 田村重四郎：フィルダムの耐震性について；土木構造物の新しい設計法；土木学会関東支部編，1970, 12.

(原稿受理，1972. 5. 8)

技術手帳

P 波・S 波

(株)応用地質調査事務所　今井常雄

1. 語源および定義

人体感覚的にもよく知られているが，地震の動きは，比較的小さい振動に始まり，すこし間をおいて大きな動きに移る。このことは，地震計を用いた観測記録をみることより明らかで，数百 km 以内の近い地震の場合，ほとんどが，普通初期微動と称する小さい振動の後，数秒をへて急に主要動と呼ばれる大きな振動に変化する。

この地震動の特性をもとに，先人は，初期微動の部分を Primary wave (第一の波)，主要動の部分を Secondary wave (第二の波) と名づけた。すなわち，P波・S波である。

一方，地盤は大きくみると弾性体であり，したがって地震動は地盤の弾性力学的振動にほかならない。弾性波動論の教えるところによれば，等方等質の無限に広がる弾性体の中には，体積変化のみでねじれの状態をともなわない変

NII-Electronic Library Service