

# 非線形有効応力解析による ロックフィルダムの地震時残留変位の推定

岩下 友也<sup>1</sup> ・ 吉田 等<sup>2</sup> ・ 津國 正一<sup>3</sup>

<sup>1</sup> 正会員 工修 建設省土木研究所フィルダム研究室研究員 (〒305 茨城県つくば市大字旭1番地)

<sup>2</sup> 正会員 工修 建設省土木研究所フィルダム研究室室長 (〒305 茨城県つくば市大字旭1番地)

<sup>3</sup> 正会員 工修 株式会社竹中土木技術本部 (元土木研究所交流研究員) (〒104 東京都中央区銀座8-21-1)

非線形有効応力解析を行い、大地震時のロックフィルダムの残留変位を推定した。飽和部のロック材料の構成式として、累積損傷度から計算した塑性歪みを考慮できる Densification モデルを用いた。構成式のパラメータは、密に締め固めたロック材料の繰返し中空ねじり試験結果のシミュレーションから求めた。入力地震動としてはマグニチュード 8.0 相当の模擬地震動と、兵庫県南部地震の際、ダムで観測された2種類の波形を用いた。解析結果から上流側では地震中に発生する過剰間隙水圧の影響で、下流側よりも比較的深い範囲で変形が生じた。入力地震動の主要動の継続時間が、最終的な残留変位量に大きな影響を及ぼす。

**Key Words :** cyclic torsional test, dilatancy, nonlinear analysis, permanent deformation, rockfill dam, rockfill material

## 1. まえがき

兵庫県南部地震を契機として、レベル2地震動に対しての構造物の挙動および耐震性能を考慮することが求められてきている。

ロックフィルダムは、現在、震度法により基本的な断面を設計した上で、耐震性を特に注意すべきダムについては動的解析を行い、照査している。ロックフィルダムにおける動的解析は、通常、等価線形化手法により堤体応答を解析し、仮想すべりに対してそのすべり安全率や、すべり土塊の変位量を Newmark 法等から算出することが多い。しかし、上記のような地震動に対する大変形時の挙動をシミュレートするには、堤体の非線形性をより精密に表現できる解析が必要となる。

ロックフィルダムの堤体を構成している密に締め固められた粗粒材料の動的特性は、室内繰返し載荷試験から得られる。堤体の飽和部では地震時に非排水状態とみなされ、飽和非排水条件の室内試験では、ダイレイタンシーに起因する過剰間隙水圧の発生に伴う平均有効主応力の減少により、サイクリックモビリティ状態となり、載荷回数の進行に伴う歪みの伸長が発生する<sup>1)</sup>。しかし、緩い砂質地盤で生じる液化化現象のような、平均有効主応力ゼロの状態にはならない。一方、堤体の不飽和部では排水状態であり、その条件下では、非排水条件で見られた歪み

の伸長は発生しない。

そこで、本研究では逐次積分による非線形有効応力解析法により、上述の密な粗粒材料の動的特性を考慮に入れた解析を行い、ロックフィルダムの地震後の残留変位を求める解析法の検討を行った。

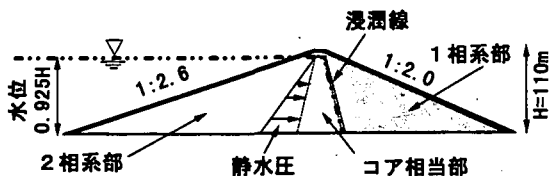
## 2. 解析ダムモデル

解析対象としたロックフィルダムのモデルの断面を図-1に示す。堤高は110m、上流側法面勾配1:2.6、下流側法面勾配1:2.0、貯水位は常時満水位を想定して堤高の92.5%とした。浸潤線の位置は図-1に示すとおり設定した。解析モデルの要素分割と境界条件を図-2に示す。基盤部はCM級の岩盤を想定し、 $V_s=1300\text{m/sec}$ 、 $V_p=2300\text{m/sec}$ とし、底面には粘性境界を、側面には半無限境界を設定した。

ダム堤体部の物性は簡便的に全断面をロック材料のものとした。設定物性値(表-1)は、後述する室内試験において用いた実在ダムのロック材料(斑れい岩の碎石)のものである。これは、最大粒径63.5mmで均等係数 $U_c=30$ に粒度調整した材料に対して、相対密度85%に締め固めたものである。

## 3. 解析方法

### (1) 初期応力解析



図—1 モデルダムの断面図

表—1 ロック材料の物性値

最大間隙比	$e_{max}$	0.569
最小間隙比	$e_{min}$	0.142
間隙比	$e$	0.206
相対密度	$D_r$	85 %
土粒子密度	$\rho_s$	0.029 MN / m <sup>3</sup>
含水比	$w$	0.54 %
湿潤密度	$\rho_t$	0.024 MN / m <sup>3</sup>

動的解析に必要な堤体部の初期応力状態を求める解析では、構成式として Mohr-Coulomb モデルを使用する。設計密度は堤体上流部浸潤線以下の部分は飽和密度から浮力を引いた値を、浸潤線以上の部分では湿潤密度とした。

自重解析を行った後、図—1 に示すようにコア部に相当する部分の上流側に、静水圧を作用させて湛水解析を行い、求めた応力状態 (図—3) を動的解析の初期応力状態とした。

## (2) 動的解析方法

動的解析は、非線形有効応力解析 (解析コード MuDIAN<sup>2)</sup>) を行った。ただし、基盤部には線形モデルを用いた。堤体上流側浸潤線以下の部分は土と水の2相系、浸潤線以上の部分は土だけの1相系とし、構成式には HD-Densification モデル<sup>3)</sup> を用いた。HD-Densification モデルはせん断応力  $\tau$  とせん断歪み  $\gamma$  の関係を求める HD 部と、ダイレイタンスによる自生体積歪み増分  $d\varepsilon_{vo}$  から過剰間隙水圧増分  $dp$  を計算する Densification 部より成る。

HD 部では  $\tau$ - $\gamma$  関係に Hardin - Drenvich モデルの骨格曲線と履歴曲線を、平均有効主応力の変化に対応できる形で用いている。

Densification 部では間隙水の剛性を  $K_f$ 、土骨格の剛性を  $K_T$ 、間隙率を  $n$  として、次式から過剰間隙水圧増分を計算する。

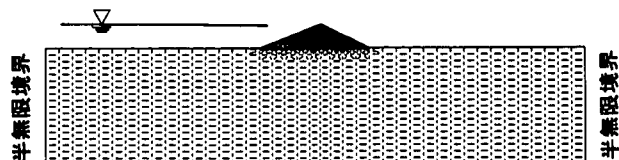
$$dp = -\beta d\varepsilon_{vo} \quad (1)$$

$$\text{ここに、} \quad \beta = \frac{1}{n / K_f + 1 / K_T}$$

自生体積歪み増分は損傷パラメータ  $\kappa$  の関数で

$$d\varepsilon_{vo} = f(\kappa) \quad (2)$$

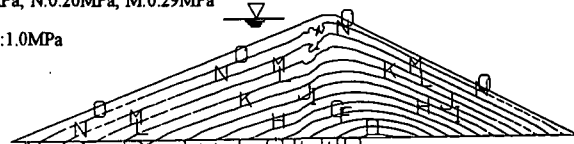
この損傷パラメータ  $\kappa$  は、繰返し載荷によって生じ



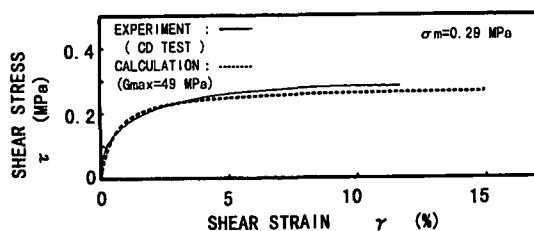
図—2 解析モデル

O:0.10MPa, N:0.20MPa, M:0.29MPa

... F:1.0MPa



図—3 初期応力状態 (平均有効主応力)



図—4 骨格曲線の決定

る損傷度の蓄積を表す関数として定義されている。

平均有効主応力の変化は、1、2相系部両方で考慮するが、Densification 部で計算するダイレイタンスに起因する有効応力変化は、2相系部でのみ考慮する。

## (3) 動的解析で使用するパラメータの設定

パラメータは、ロック材料の非排水の繰返し中空ねじりせん断 (CTSS) 試験、および排水の単調載荷中空ねじりせん断 (MTSS) 試験結果より決定した。中空供試体の寸法は外径80cm、内径40cm、高さ80cmである。

Hardin - Drenvich モデルの骨格曲線の形を決めている最大せん断弾性係数  $G_{max}$  は、MTSS 試験をシミュレーションすることによって求めた (図—4)。シミュレーションは平均有効主応力  $\sigma_{m'}=0.10, 0.20, 0.29, 0.39\text{MPa}$  の4種類の試験に対して行い、 $G_{max}$  と  $\sigma_{m'}$  について次の関係式を導いた。

$$G_{max} = 92.12 \cdot \sigma_{m'}^{0.5} \quad (\text{MPa}) \quad (3)$$

2相系部では図—3に示した平均有効主応力 ( $\sigma_{m'}=0.10, 0.20, 0.29\text{MPa}, \sigma_{m'} \geq 0.39\text{MPa}$ ) 初期状態から図—5に示すように領域を区分した。各領域毎に Densification 部でのパラメータを、相当する平均有効主応力下で行われた CTSS 試験のシミュレーションを通じて決定した。ただし、 $\sigma_{m'} \geq 0.39\text{MPa}$  の領域では  $\sigma_{m'}=0.39\text{MPa}$  の試験結果からパラメータを求めた。パラメータを決めた時のシミュレーション結果と CTSS 試験結果の、載荷回数とせん断歪

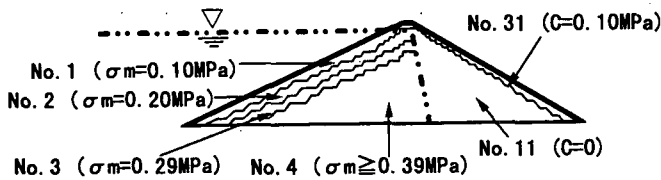


図-5 材料定数での領域区分

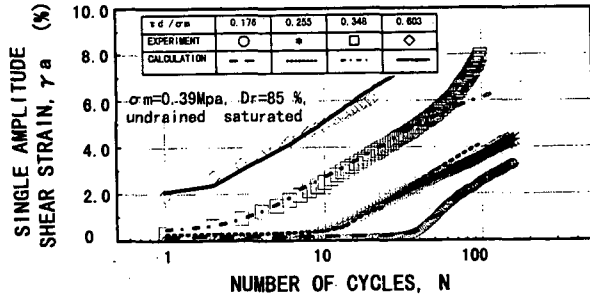


図-6 載荷回数とせん断歪みの関係の比較

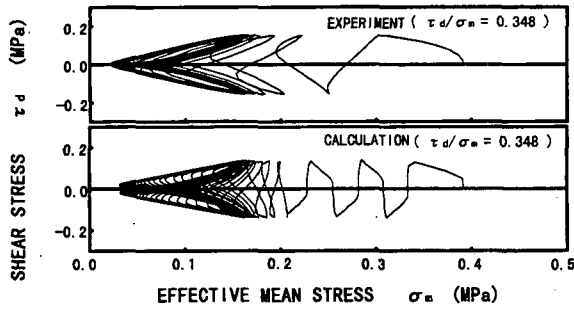


図-7 ストレスパスの比較

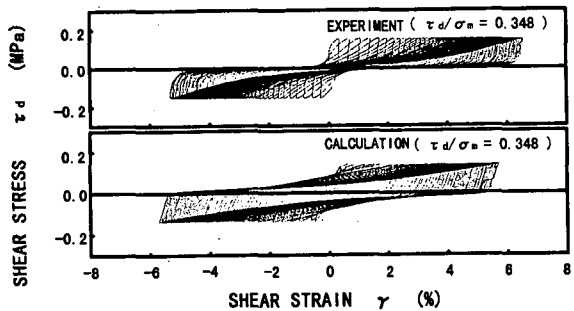


図-8 τ-γ関係の比較

みの関係、ストレスパス、 $\tau-\gamma$ 関係をそれぞれ図-6, 7, 8に図示し、比較した。図-6の載荷回数とせん断歪みの関係のシミュレーション結果は、サイクリックモビリティに入る載荷回数、および密な砂や粗粒材料でみられるサイクリックモビリティ状態時に歪みがゆるやかに進行する実験結果を、ほぼよく表しているといえる。

ロック材料の透水係数は、室内の定水位透水試験(供試体: 径30cm, 高さ35cm)から求めた  $k=4.77 \times 10^{-2} \text{ cm/sec}$  を使用した。破壊線を定義する内部摩擦角  $\phi$  と粘着力  $C$  は MTSS 試験結果から求まる  $\phi=70$  度,  $C=0.10\text{MPa}$  を用いた。ただし、1相系部表層以外は粘着力を無視した(図-5参照)。

#### 4. 入力地震動

入力地震動には模擬地震動 (Case.1) と、兵庫県

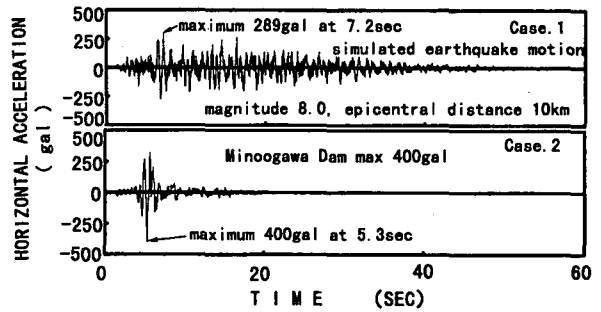


図-9 入力地震動

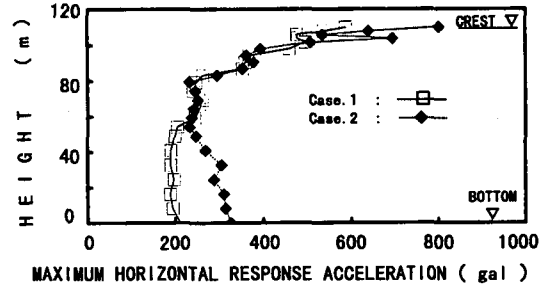


図-10 堤体中心軸での水平方向最大応答加速度分布

南部地震時に震央から48km離れた箕面川ダムの底設監査廊で観測された記録(最大水平加速度135gal)を、最大水平加速度400gal(2.96倍)に増幅した波(Case.2)の2種類を用いた。模擬地震動はダム基礎岩盤で得られる地震波を想定し、マグニチュード8.0, 震央距離10km, 速度応答スペクトルは大崎スペクトル(1994年版)<sup>4)</sup>を用い、包絡線はJennings型、地震動の最大速度(42.2kine)は修正金井式から決定した。Case.1の模擬地震動の加速度波形(最大加速度289gal)と、Case.2の加速度波形を図-9に示す。2種の入力地震動の特徴として、Case.1の模擬地震動は最大加速度は相対的に小さいが、主要動の継続時間が長い。Case.2は最大加速度は大きい、主要動は数秒程度と短い。

#### 5. 動的解析結果と考察

図-10は堤体中心軸での水平方向最大応答加速度の鉛直分布を示す。両Case共に天端付近の1相系部で応答が大きく増幅している。

図-11, 12はそれぞれのCaseにおける、解析の最終ステップにおける堤体全体の変形図と堤体頂部の変形図、および最終ステップまでに記録された最大せん断歪みの分布図である。図中の変位量は4倍に拡大されて描かれている。堤体の深部と低標高部の表層では殆ど変形が生じていない。これは低標高部では応答が小さく、堤体深部では初期拘束圧が高いため破壊線に達しづらいためである。最大せん断歪みの分布を見ると、下流側よりも上流側で大きな歪みが生じている。例えば、比較的大きな歪み  $\gamma_{\text{max}} = 2.0\%$  (コンターラインB(図中太線))が発生し

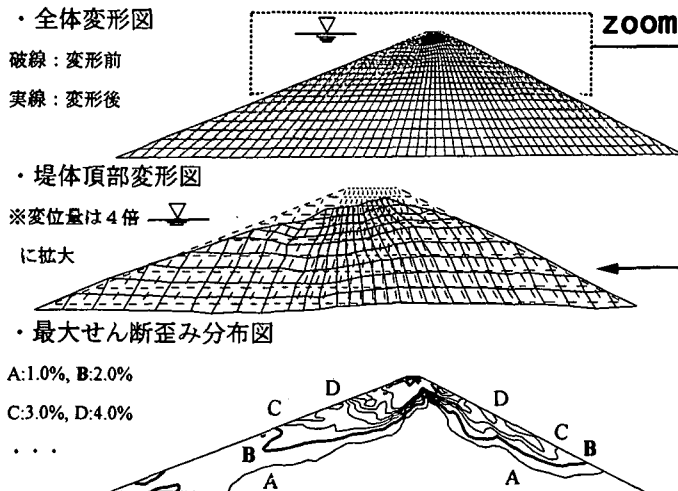


図-1 1 変形図とコンター図 (Case. 1、60秒)

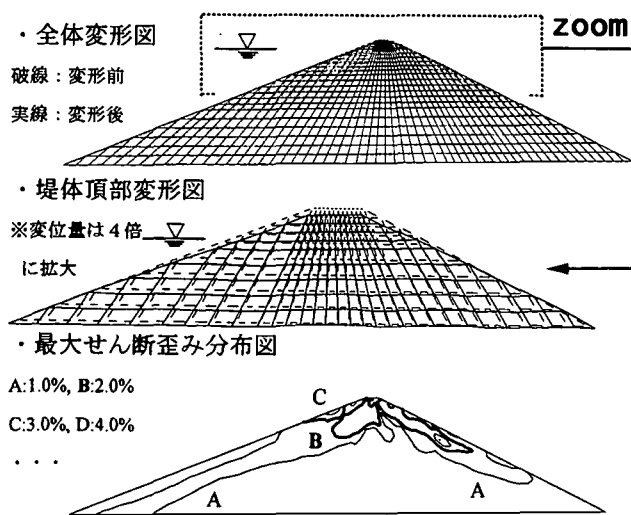


図-1 2 変形図とコンター図 (Case. 2、40秒)

ている範囲を上下流側堤体で比較すると、上流側の方が深くなっている。図-1 3は天端中央と天端上下流法肩での鉛直方向変位(沈下量)の時刻歴を示している。入力地震動が最大値を示してから数秒後の10秒程度までは各地点で同じような沈下量を示している。しかし、それ以降は上流側の方が下流側よりも大きな沈下量を示しており、Case.1ではこの差がはっきりと表れている。このように上流側と下流側では変形挙動が異なっている。理由として、上流側の2相系部では、最大応答を経過した後でも、載荷回数の累積すなわち時間の経過とともに損傷度が蓄積され、図-6に示すようにサイクリックモビリティ状態で歪みが進行するが、排水状態の1相系部では、載荷回数の累積による歪みの進行が発生しない点が挙げられる。

図-1 1, 1 2, 1 3より、2相系である上流側の変位量、最大せん断歪み量は、Case.1とCase.2では大きく異なっており、最終残留沈下量はCase.1の方が3倍程度大きくなっている。これは、上述したように最大応答を経過した後でも振幅の大きな応

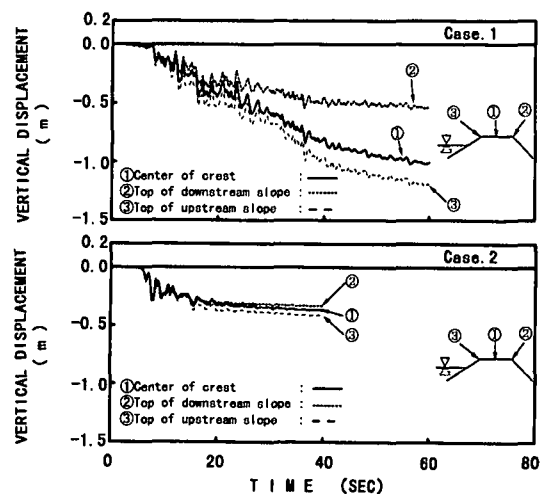


図-1 3 堤体天端での沈下量時刻歴

答が続けば、損傷度が蓄積されることより、入力地震波形の主要動部の継続時間の差に起因している。Case.1では、振幅の比較的大きな主要動が続く40sec程度まで、沈下変形が生じ続けている。

## 6. まとめ

密に締め固めたロック材料の繰返し中空ねじりせん断試験で見られるダイレイタンスーに起因する動的特性を考慮したモデルを用いて、非線形有効応力解析を行い、ロックフィルダムの大地震時の挙動をシミュレートし、残留変位を推定した。解析の結果から、上流側の飽和部では地震中に発生する過剰間隙水圧の影響で、深い範囲でも変形が生じた。また、残留変位量は入力地震動の主要動の継続時間に大きく影響を受ける。

本解析はロック材料の室内要素試験結果から想定される、ロックフィルダムの地震時挙動を定性的に推定した。今後、遠心力載荷実験等の模型試験と解析シミュレーション結果との地震時変形性状の整合性を確認し、残留変位量の算出の精度を高めていく必要がある。その上で、地震時の終局状態も考慮したロックフィルダムの耐震性能を評価していく。

## 参考文献

- 1) 岩下友也, 館野悟, 吉田等他: 粗粒材料の動的せん断強度とダイレイタンスー特性の関係, 第24回地震工学研究発表会, 土木学会, 1997.
- 2) Zienkiewicz, O. C. and Shiomi, T.; Dynamic behavior of saturated porous media, The generalized Biot formula and its numerical solution, Int.J.for Num.And Anal. Method in Geomechanics, Vol.8, pp.71-96, 1984.
- 3) 塩見忠彦, 津國正一: 残留変位量に注目した修正 densification モデル, 第32回地盤工学研究発表会, 1997.
- 4) 大崎順彦: 新・地震動のスペクトル解析入門, 鹿島出版会, pp.199-214, 1994.