

◆ 設計法特集 ◆

# 非線形変形特性を考慮したフィルダム基礎の設計

山口嘉一\* 岡部 登\*\* 赤松利之\*\*\*

## 1. はじめに

軟岩をフィルダムの基礎とした場合、遮水ゾーン(コア)底部に設置される監査廊の継目間隔設計や、基礎の変形による遮水ゾーンの安全性検討のために、設計段階において堤体築造による基礎の変形量やひずみを精度良く予測する必要がある。

現在、これらを予測するために、原位置において実施した平板載荷試験や孔内載荷試験から得た岩盤の変形係数を入力物性値として、FEMによる線形弾性解析を実施することが一般的である<sup>1),2)</sup>。

フィルダムは堤体の基礎変形への追従性の良さから、コンクリートダムの基礎より相対的に軟質な岩盤、いわゆる軟岩を基礎とすることが多い。一般に軟岩基礎は、硬岩基礎に比べて、大きな変形性を示し、また、応力とひずみの関係が比例関係になく、変形性が応力状態、あるいは、ひずみの大きさによって変化する、いわゆる非線形性を示すことが知られている。筆者らは、その非線形性を考慮して変形性評価の高度化を図るとともに、監査廊を含めた基礎設計の合理化を目指した研究を進めている<sup>3)~5)</sup>。

本報文においては、実ダムを対象とした建設時の基礎に生じる鉛直ひずみの深度方向分布を、軟岩の非線形性を考慮した解析的検討により予測し、実測値との検証を行った。また、その結果を基に、フィルダム軟岩基礎の高精度かつ合理的な設計方法について検討した。

## 2. 基礎に生じる鉛直ひずみ深度方向分布

検討対象とした下湯ダムは、堤高70mの中央コア型ロックフィルダムで新第三紀中新世の凝灰角礫岩を基礎とする。図-1にダム標準断面を、図-2にダム軸沿いの地質断面を示す。凝灰角礫岩の岩級は、CM級を主体とし、河床部のやや左岸側に分布する火山ガラス質部においては、CM~CL級主体である。そのため、後述する平板載荷試験および孔内載荷試験は、CM級ないしはCM~CL級の

の岩盤を対象に実施している。

築堤時の沈下量は、河床部のやや左岸側のほぼ同一地点に設置した測定長10m、20mおよび75mの3基の岩盤変位計と、河床部の右岸側に設置した測定長70mの1基の岩盤変位計により計測した(図-3参照)。つまり、この方法では、沈下量は岩盤変位計固定点と基礎表面との相対変位として測定される。また、監査廊に沿って多点の水準測量を行い、築堤直前の基礎標高と比較することで基礎表面の縦断方向の沈下量分布も把握した。築堤終了時点での沈下量の測定結果を表-1に示す。この表より、火山ガラス質部が主体の部分に設置された左岸側測定長75mの岩盤変位計の測定値と通常部主体の部分に設置された右岸側測定長70mの岩盤変位計の測定値に若干の差が見られるが、実測沈下量から測定対象区間の基礎岩盤の平均的変形性を考えると、岩級はほぼ同程度であると考えられる。従って、以下の数値シミュレーションでは、本ダムサイト基礎岩盤全体がCM級ない

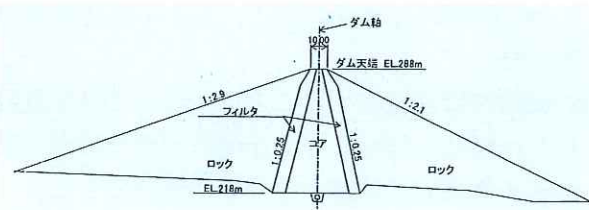


図-1 ダムの標準断面図

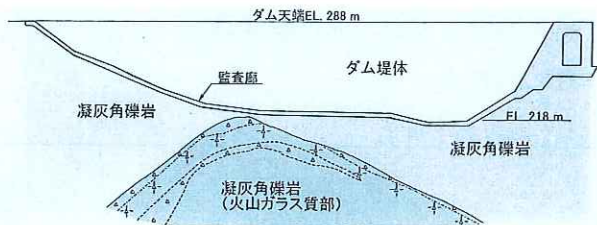


図-2 ダム軸沿いの地質断面

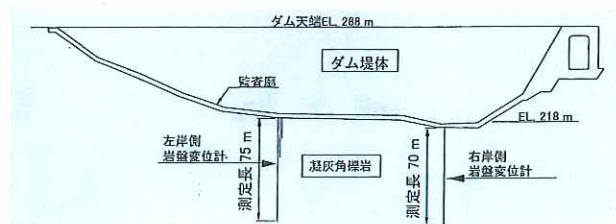


図-3 岩盤変位計設置位置(縦断面)

表-1 岩盤変位計位置での実測沈下量

左岸側		右岸側	
測定長/測定位置*	沈下量 (cm)	測定長/測定位置*	沈下量 (cm)
10m	3	70m	6
20m	4.3	監査廊内**	約9
75m	4.7		
監査廊内**	約15		

\*: 岩盤変位計については測定長、水準測量については測定位置を示す。  
 \*\*: 監査廊に沿った水準測量により把握した基礎表面沈下量。

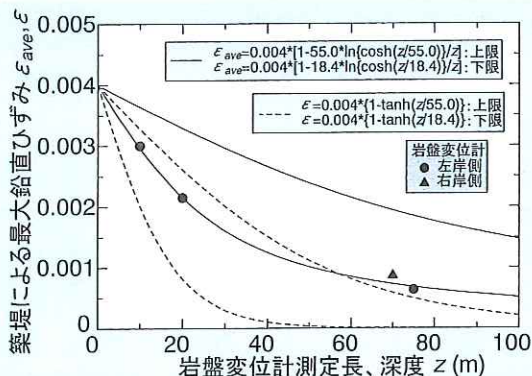


図-4 基礎に生じる鉛直ひずみの深度方向分布

し CM~CL 級の凝灰角礫岩で構成されていると想定する。

図-4 に、築堤終了時の岩盤変位計の実測沈下量を測定長で除して求めた鉛直ひずみをプロットした。岩盤変位計の測定値より算出した鉛直ひずみは、測定長範囲における平均値を与えるので、図-4 中の岩盤変位計の実測値分布を近似している実線は、基礎表面から任意の深度までの平均鉛直ひずみ  $\epsilon_{ave}$  を与えることになる。いま、鉛直ひずみ  $\epsilon$  の深度方向分布を双曲線関数で式 (1) のように近似すると、基礎表面から任意の深度までの平均鉛直ひずみ  $\epsilon_{ave}$  は式 (2) となる。

$$\epsilon = A \cdot \left\{ 1 - \tanh \left( \frac{z}{B} \right) \right\} \quad (1)$$

$$\epsilon_{ave} = A \left[ 1 - \frac{B}{z} \cdot \ln \left\{ \cosh \left( \frac{z}{B} \right) \right\} \right] \quad (2)$$

ここに、 $z$ : 地表面からの深さ (m)、 $A, B$ : 定数。

基礎表面から任意の深度までの平均鉛直ひずみ  $\epsilon_{ave}$  をほぼ同一地点で計測している左岸側のプロットに対して、式 (2) の双曲線関数を用いて最小二乗法でフィッティングしたものを実線 (下限) で示した。また、得られた定数  $A, B$  から深度方向の鉛直ひずみ分布  $\epsilon$  (破線; 下限) を求めた。

表-1 からわかるように、監査廊内で水準測量により計測した基礎表面沈下量が最長計測長 75m の岩盤変位計による沈下量よりも大きい。これに

は以下の 2 つの理由が考えられる。1 点目は、測定長の長い岩盤変位計は、ボーリング孔の孔曲がりなどが原因で、計測ロッドとスライド部が接触、それにより発生した沈下量を過小評価していると考えられること、2 点目は、岩盤変位計で捉えられない深度 75m 以深での基礎にも鉛直ひずみが生じている可能性があることである。これらのことも考慮して、基礎表面部での鉛直ひずみが平均鉛直ひずみの下限 (鉛直ひずみの下限としても同じ) と同じで、基礎表面から深度 100m の間で沈下に起因する鉛直ひずみが生じ、100m 以深では鉛直ひずみが生じていないと仮定した時の平均鉛直ひずみ  $\epsilon_{ave}$  の深度方向分布が実線 (上限) である。また、それに対する鉛直ひずみ  $\epsilon$  を下限の場合と同様に求めたものが破線 (上限) である。従って、基礎に生じた鉛直ひずみの深度方向分布は、破線で囲まれる幅の中にはほぼ存在すると考える。

### 3. 非線形性を考慮した数値シミュレーション

ここでは、人工軟岩の非線形変形特性を表現した数値モデル<sup>3)~5)</sup>を用いて、下湯ダムの堤体築造による基礎の変形について数値シミュレーションを行い、その結果を前述の実測値と比較することにより数値モデルの適用性について検討した。

決定すべき軟岩の非線形変形特性を考慮した数値モデルのパラメータは、圧力レベル依存性を表現した式 (3) の  $a, b$ 、および、偏差応力レベル依存性を表現した式 (4) の  $\beta$ 、ならびに式 (5) で用いる粘着力  $c$ 、内部摩擦角  $\phi$  である。ここで、式 (4) 中の偏差応力  $q$  は、ひずみレベル  $\epsilon$  と一義的な関係にあることから、非線形変形特性として偏差応力レベル依存性を考慮することで、ひずみレベル依存性を加味することになる。なお、ポアソン比については、非線形変形解析による排水条件の人工軟岩に対する数値シミュレーション<sup>3)~5)</sup>の再現性がよい、0.2 を用いる。

$$E_{max} = a \cdot p'^b \quad (3)$$

$$\frac{E_{tan}}{E_{max}} = 1 - \left( \frac{q}{q_{max}} \right)^\beta \quad (4)$$

$$q_{max} = 2 \left( \frac{c \cdot \cos \phi + \sigma_3 \cdot \sin \phi}{1 - \sin \phi} \right) \quad (5)$$

ここに、 $a, b, \beta$ : 定数、 $E_{max}$ : 初期接線弾性係数 (MPa)、 $E_{tan}$ : 接線弾性係数 (MPa)、 $p'$ : 平均主応力 (MPa)、 $q/q_{max}$ : 偏差応力レベル、 $\sigma_3$ : 最小主応力 (MPa)、 $c$ : 粘着力 (MPa)、 $\phi$ : 内部摩

擦角(°)、 $q$ :偏差応力(MPa)、 $q_{max}$ :最大偏差応力(MPa)。

高精度なひずみ測定を行う三軸圧縮試験<sup>3)~6)</sup>をこのサイトでは実施されておらず、室内試験より $a, b$ を決定することができない。そこで、人工および自然の軟岩の三軸試験結果<sup>3)</sup>から整理した値を参考に、 $a, b$ に対して数種類の値を設定し、平板載荷試験の数値シミュレーション結果により適切なパラメータを選出した。表-2に設定パラメータ一覧を示す。 $\beta$ については、人工軟岩における偏差応力レベル依存性を参考とし、 $\beta = 0.3$ とした<sup>3)~5)</sup>。また、強度定数 $c, \phi$ は、ダムサイトの凝灰角礫岩に対して行われたブロックせん断試験結果<sup>7)</sup>の平均値とし、引張強さ $\sigma_t$ は、一軸圧縮試験結果を基に設定した一軸圧縮強さの1/10とした。なお、基礎内の初期応力として、鉛直応力については地盤の密度を $2.0g/cm^3$ としたときの土柱重量、水平応力については鉛直応力の1/2とした。地盤の密度は、平板載荷試験により生じる応力域から、基礎表面から載荷板径の2~3倍程度の深度での平均密度を想定した。数値シミュレーションは図-5に示した有限要素メッシュを用い、載荷は原位置試験条件にあわせて強制

表-2 数値シミュレーション検討ケース一覧

$a$	$b$	$\beta$	$c$ (MPa)	$\phi$ (°)	ポアソン比 $\nu$	引張強さ $\sigma_t$ (MPa)
1500	0.3	0.3	1.3	50	0.5	2.45
1500	0.6					
1000	0.3					
1000	0.5					
2000	0.5					
2000	0.8					
2000	0.6					
2000	0.6					

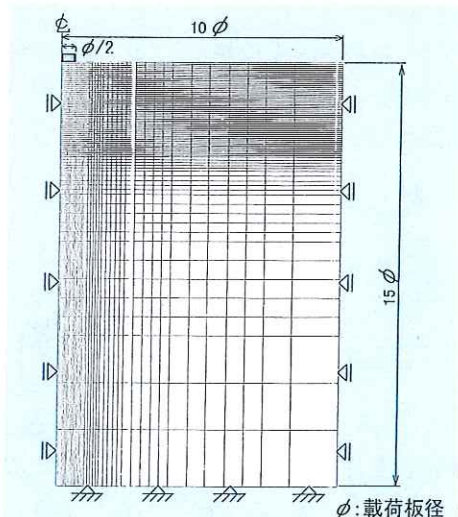


図-5 平板載荷試験の解析に用いた有限要素メッシュ

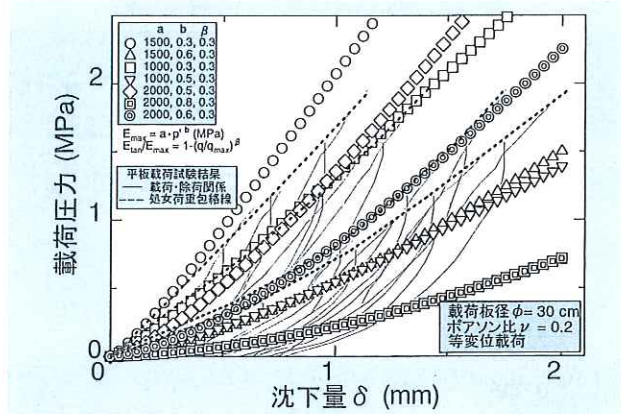


図-6 平板載荷試験の数値シミュレーション結果

変位で与えた。

図-6に、本ダム右岸側洪水吐きの右岸に位置する副ダムサイトで、CM級ないしCM~CL級の凝灰角礫岩に対して行われた平板載荷試験結果と表-2に示す( $a, b$ )の組み合わせに対する平板載荷試験の数値シミュレーション結果を示す。平板載荷試験結果については処女荷重の包絡線を点線で示している。図-6より、フィルダム築堤時の数値シミュレーションに用いるパラメータとしては、平板載荷試験結果のうち、平均的な載荷圧力-沈下量関係を示す二つの包絡線を概ね再現している結果として、□、◎印のパラメータ(それぞれ、( $a, b$ ) = (1000, 0.3)、(2000, 0.6))を、また、試験結果の再現性にはやや劣るが、平板載荷試験結果として得られた載荷圧力-沈下量関係を包括する結果として○、△印のパラメータ(それぞれ、( $a, b$ ) = (1500, 0.3)、(1500, 0.6))を採用した。

#### 4. フィルダム築堤時の数値シミュレーション

ダム堤体には、拘束圧の増加に伴う弾性係数およびポアソン比の変化をそれぞれ双曲線近似した式(6)、(7)で表されるKuhrhawy-Duncan-Seedモデルを、基礎に非線形弾性モデルを用いて築堤解析を行い基礎の変形量を求めた。解析の入力物性値は、堤体部については既往の築堤解析例<sup>8)</sup>を参照して表-3に示す設定とした。

$$E_t = K \cdot P_a \cdot \left( \frac{\sigma_3}{P_a} \right)^n \cdot \left\{ 1 - \frac{R_f \cdot (1 - \sin \phi) (\sigma_1 - \sigma_3)}{2c \cdot \cos \phi + 2\sigma_3 \cdot \sin \phi} \right\}^2 \quad (6)$$

$$\nu_t = \frac{G - F \cdot \log \left( \frac{\sigma_3}{P_a} \right)}{\left[ 1 - \frac{D \cdot (\sigma_1 - \sigma_3)}{K \cdot P_a \cdot \left( \frac{\sigma_3}{P_a} \right)^n \cdot \left\{ 1 - \frac{R_f \cdot (1 - \sin \phi) (\sigma_1 - \sigma_3)}{2c \cdot \cos \phi + 2\sigma_3 \cdot \sin \phi} \right\}} \right]^2} \quad (7)$$

ここに、 $E_t$ ：接線弾性係数 (MPa)、 $\nu_t$ ：接線ポアソン比、 $P_a$ ：大気圧 (MPa)、 $K, n, R_f$ ：応力～ひずみ関係を表す係数、 $G, F, D$ ：ポアソン比を表すための係数、 $c$ ：粘着力 (MPa)、 $\phi$ ：内部摩擦角 (°)、 $\sigma_1$ ：最大主応力 (MPa)、 $\sigma_3$ ：最小主応力 (MPa)。

表-3 解析の入力物性値  
(堤体：Kuhraway-Duncan-Seed モデル)

弾性係数 $E$ (MPa)			ポアソン比 $\nu$			$\gamma$ ( $\text{kN/m}^3$ )	$c$ (MPa)	$\phi$ (°)
$K$	$n$	$R_f$	$G$	$F$	$D$			
123	0.941	1.039	0.397	0.098	7.96	19.6	0.03	36

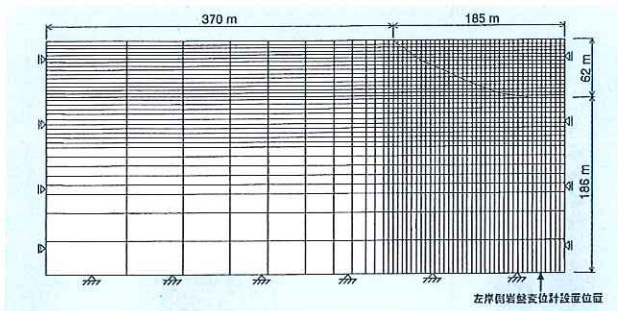


図-7 築堤時の変形解析に用いた有限要素メッシュ(縦断面)

なお、基礎のモデル化は、縦断面(ダム軸沿い)でほぼ中心から左岸側について行い、水平方向にダム取付部から堤体モデル化堤頂長の2倍で水平変位固定、深度方向に基礎表面から堤高の3倍の深度で固定境界とした(図-7参照)。また、築堤ステップは、堤体の有限要素メッシュ1層を1ステップとし、さらに1ステップ当たりの荷重を5分割して繰り返し計算を行った。なお、基礎の初期応力は、地盤の密度を  $2.2\text{g/cm}^3$  として各要素に対して求めた。地盤の密度は、フィルダム築堤により生じる応力域が平板載荷試験時のそれよりも、かなり大きな深度にまで及ぶことを想定し、平板載荷試験のシミュレーションに用いた値よりも若干大きくした。

図-8に、左岸側岩盤変位計設置位置における2.で推定した鉛直ひずみの深度方向分布と解析結果を、図-9に、左岸側岩盤変位計位置に隣接する要素の盛立開始前と盛立終了時の弾性係数の深度方向分布を示す。図-8より、解析結果は、全体的に推定値に比べ深度による変化が小さく、基礎浅部および深部において推定分布範囲と一致していないことがわかる。ここで、図-9を見ると、盛立前後で基礎浅部での弾性係数の明確な増加傾向が認められる。この結果から、盛立が進むにつれて増加する拘束圧による弾性係数の増加(拘束圧依存性)が大きく影響していることがわかる。

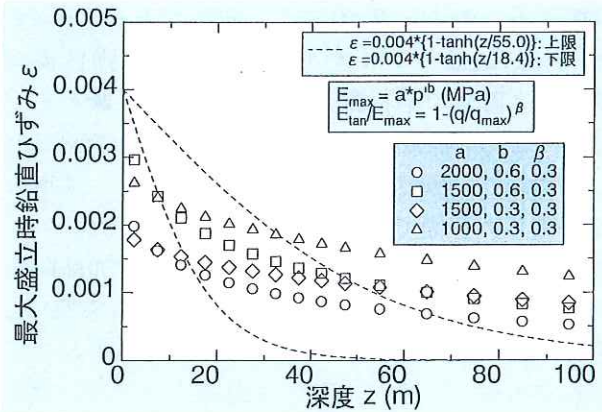


図-8 非線形弾性体モデルを用いた数値解析による鉛直ひずみの深度方向分布

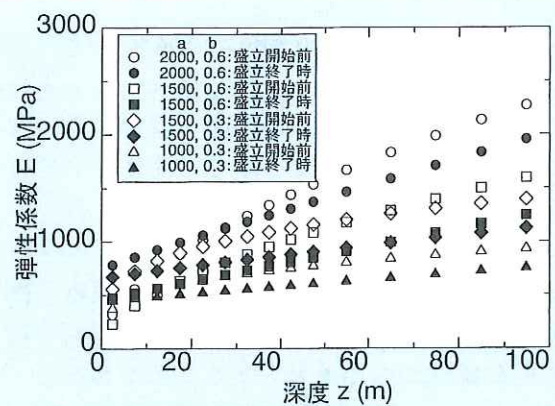


図-9 基礎の弾性係数の深度方向分布

これは、平板載荷試験結果が掘削に伴う表層緩みやベッディングエラーの影響を受けているにも関わらず、図-6の平板載荷試験の数値シミュレーションではそれを含めて拘束圧依存性として評価したためではないかと思われる。また、図-8より、△、□印(それぞれ、 $(a, b) = (1000, 0.3)$ 、 $(1500, 0.6)$ )の基礎浅部での鉛直ひずみは○、◇印(それぞれ、 $(a, b) = (2000, 0.6)$ 、 $(1500, 0.3)$ )に比べて相対的に推定分布に近くなっているが、深さ方向の発生ひずみの低減率は推定分布に比べて小さく、基礎深部でひずみを過大評価する傾向がある。これらの結果より、拘束圧依存性と偏差応力レベル依存性だけでは、表現しきれない深度方向の変形特性の変化が存在すると考えられる。

### 5. 線形弾性解析による変形量予測

前述のように、軟岩基礎の非線形変形特性を考慮したフィルダム築堤時の数値シミュレーションを行ったが、基礎の実測鉛直ひずみの深度方向分布を説明しきれず、非線形変形特性以外の要因を考慮する必要があることがわかった。ここでは、その要因を比較的簡便に行える弾性解析を用いて

分析する。なお、堤体には、同じく Kuhrhawy-Duncan-Seed モデルを用いる。基礎の弾性係数は、原位置での平板載荷試験より設計定数として得られた変形係数の 294MPa で基礎全体で同じとした場合と、基礎表面部は 294MPa とし、深度方向に副ダム基礎で行われた孔内載荷試験 (プレシオメータ) で得られた基礎の変形性の増加傾向を一次関数および二次関数で近似し (図-10 参照)<sup>2)</sup>、深度方向に弾性係数を増加させた場合もあわせて行っている。なお、ポアソン比については、設計時の変形係数 294MPa 算出時に用い、かつ、軟岩を線形弾性体としてモデル化したときに一般的によく用いられる 0.3 とした。

図-11 に、左岸側岩盤変位計設置位置での鉛直ひずみの深度方向分布を、弾性係数一定の場合に対して×印で、弾性係数の深度方向分布を一次関数近似した場合に対して○印で、深度方向分布を二次関数近似した場合を△印で示した。図-11 より、×印は、深度が大きくなっても鉛直ひずみの低減がほとんどなく、実測値に基づく破線の推定分布に比べて過大となる。また、基礎表面の沈下量も実測値に比べて過大であることがわかる。これに対して、○印の鉛直ひずみの深度方向分布は、推定分布幅の深度方向の減少率よりも若干小さいようであるが、×印よりも妥当な分布を示し、基礎表面沈下量も実測値に近いことがわかる。さらに、○印と大きな差ではないものの、△印は、最も推定分布に近いことがわかる。ここで示した一次関数や二次関数に基づく深度方向への弾性係数の増加は、同一岩種、岩級の試料についての変形性の拘束圧依存性だけでは説明しきれないほど大きい。つまり、固結度の違いによる岩級の変化など深度方向への弾性係数の増加を考慮した解析を行うことで解析精度の向上を図れることがわかる。

また、本解析では基礎の有限要素モデル化において、深度方向に基礎表面から堤高の 3 倍の深度で固定境界とした。しかし、現状の設計では、基礎の有限要素モデル化において深度方向に基礎表面から堤高の 1~1.5 倍程度の深度で固定境界とすることが多い<sup>2)</sup>。そのため、×印のような基礎全体で一様な弾性係数の場合でも、本解析ほど大きな変位量とはならない場合が多い。しかしこれは、本質的な対処方法ではないので、ここで行った解析のように、基礎のモデル化の深さに依存しない数値解析が行えることが重要であると考えられる。

以上より、基礎の変形量予測には、拘束圧依存

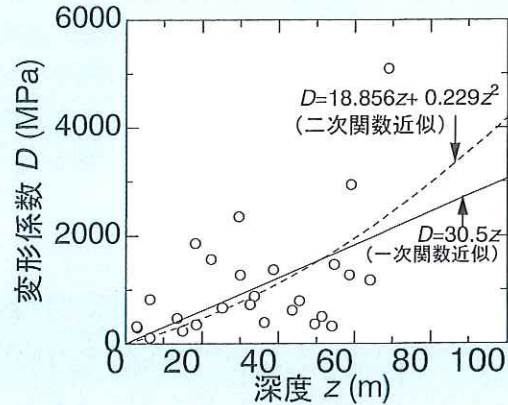


図-10 孔内載荷試験による変形係数の深度方向分布

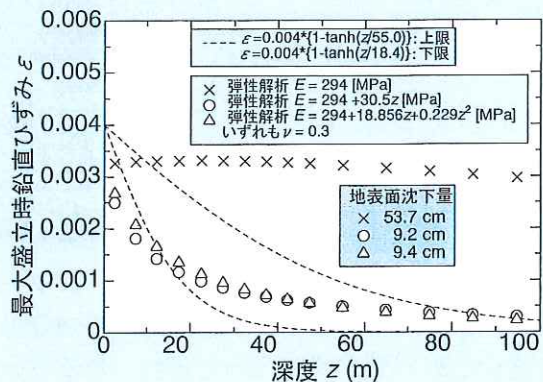


図-11 弾性体を用いた数値解析による鉛直ひずみの深度方向分布

性のみならず、固結度の違いによる岩級の変化などに起因する基礎の弾性係数の深度方向分布を考慮することが重要であることがわかった。また、弾性体とした基礎のモデル化に原位置での孔内載荷試験で得られた基礎の変形係数の深度方向への増加率を考慮することで、深度方向のモデル化の大きさにあまり依存せずに実測値に近い鉛直ひずみの深度方向分布と基礎表面沈下量が得られることもわかった。

## 6. フィルダム軟岩基礎の合理的設計法

深度方向の弾性係数の増加率は、非線形弾性解析の場合圧力レベル依存性に強く依存する。一方、線形弾性モデルを用いた場合は、基礎表面部の弾性係数を平板載荷試験で決め、深度方向の弾性係数の増加率を孔内載荷試験から決めている。図-12 は、非線形弾性解析と弾性解析による深度方向の弾性係数の分布を比較したものである。基礎浅部でのひずみが比較的推定分布に近い非線形弾性解析の△、□印、つまり  $a = 1000$ 、 $b = 0.3$  および  $a = 1500$ 、 $b = 0.6$  のケースは、孔内載荷試験結果より求めた線形弾性解析の弾性係数と

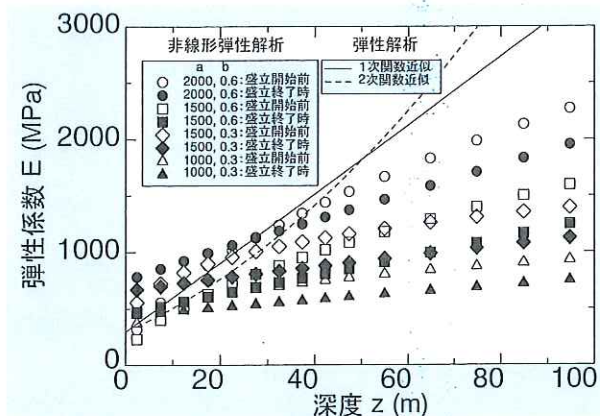


図-12 非線形弾性解析と線形弾性解析による深度方向の弾性係数の分布の比較

基礎浅部で良く一致している。しかし、深部では線形弾性解析の弾性係数の方が非線形弾性解析のそれよりも大きくなり、その差は深度の増加とともに大きくなる傾向にあり、深度が大きくなるほど、圧力レベル依存性以外の固結度の違いによる岩級の変化などが、支配的となることがわかる。

実務的には、基礎浅部も含め、岩種、深度、岩級ごとに非線形変形特性の把握は困難あるいは経済的でないと考える。したがって、ひずみの大きい基礎浅部で非線形性を忠実にモデル化し、基礎深部は、孔内載荷試験や弾性波探査結果を基に線形弾性体でモデル化する、もしくは、平板載荷試験結果、孔内載荷試験結果および弾性波探査結果を用いて基礎全体を非線形性を考慮したうえで線形弾性体でモデル化する方法などが有効な方法として考えられる。

7. おわりに

本報文では、フィルダム軟岩基礎のひずみや圧力レベルに依存した非線形性に焦点を当て、フィルダム基礎の合理的な設計方法について検討した。以上の検討により得られた結論を以下に示す。

(1) 基礎の変形量予測には、拘束圧依存性のみならず、基礎の固結度の違いによる岩級の変化に基づく弾性係数の深度方向分布を考慮することが重要であることがわかった。

(2) 基礎のモデル化に原位置での孔内載荷試験で得られた基礎の変形性の深度方向分布を考慮することで、深度方向のモデル化の大きさにあまり依存せずに実測値に近い鉛直ひずみの深度方向分布と基礎表面沈下量が得られることがわかった。

今後、実測データの蓄積および6. で示した方法による検証を行い、より高精度かつ合理的なフィルダム軟岩基礎の設計方法を確立していきたい。

参考文献

- 1) 松本徳久、池田隆：フィルダム底設監査廊の設計と基礎岩盤の変形，建設省土木研究所資料，第 2069 号，1984.
- 2) 松本徳久、山口嘉一：フィルダム基礎の変形予測手法とその精度，建設省土木研究所資料，第 2646 号，1988.
- 3) 山口嘉一、川崎将生、岡部登：フィルダム軟岩基礎の変形性評価法の高精度化，建設省土木研究所資料，第 3750 号，2000.
- 4) 山口嘉一、岡部登：人工軟岩を用いた室内平板載荷試験，第 30 回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集，pp.373-377，2000.
- 5) Yamaguchi, Y., Akamatsu, T. & Okabe, N. Laboratory plate loading tests using artificial soft rocks, Proc. 2nd Asian Rock Mechanics Symposium. pp.231-234, 2001.
- 6) 龍岡文夫、小高猛司、王林、早野公敏、古関潤一：堆積軟岩の変形特性，土木学会論文集，No.561/III-38, pp.1-17, 1997.
- 7) 青森県土木部下湯ダム建設事務所：下湯ダム工事誌，p.75, 1989.
- 8) 松本徳久、安田成夫、大久保雅彦、境野典夫：セツ宿ダムの動的解析，建設省土木研究所資料，第 2480 号，1986.

山口嘉一\*



独立行政法人土木研究所水工研究グループダム構造物チーム  
 上席研究員，工博  
 Dr.Yoshikazu YAMAGUCHI

岡部 登\*\*



(前 フィルダム研究室  
 交流研究員)  
 Noboru OKABE

赤松利之\*\*\*



独立行政法人土木研究所水工研究グループダム構造物チーム  
 交流研究員  
 Toshiyuki AKAMATSU