

◆特集：大規模地震に対するダムの耐震性能照査◆

# レベル2地震動に対するフィルダムの耐震性能照査

山口嘉一\* 佐藤弘行\*\* 富田尚樹\*\*\* 金銅将史\*\*\*\*

## 1. はじめに

現在、日本のダムの耐震設計は、河川管理施設等構造令<sup>1)</sup>に基づき簡便な震度法により行われている。震度法により設計されたダムは、過去の大地震によって重大な被害を受けていないことから、その耐震性は十分に高いものと判断されている。

一方、1995年の兵庫県南部地震、2000年の鳥取県西部地震のような大地震の発生を契機に、重要構造物であるダムにおいては、レベル2地震動に対する所要の耐震性能を確保することが強く求められている。そこで、国土交通省河川局は2005年3月に「大規模地震に対するダム耐震性能照査指針(案)」<sup>2)</sup>(以後、指針(案)と呼ぶ)をまとめた。

本報では、その指針(案)で示された規定に沿って、大規模地震に対する土質遮水壁型ロックフィルダム本体の耐震性能のうち貯水機能維持の照査手法の考え方を示し、モデルダムに対する具体的検討事例について報告する。

## 2. 耐震性能照査の流れ

指針(案)においては、ダム本体の耐震性能の照査は、ダム本体に損傷が生じたとしても、その貯水機能が維持されることをダムの構造特性に応じた適切な地震応答解析により確認するとともに、生じた損傷が修復可能な範囲にとどまることを確認することにより行うこととされている。

フィルダム本体の耐震性能照査の流れを図-1に示す。

個々のダムサイトにおいて設定されたレベル2地震動<sup>3)</sup>を用いて、等価線形化法等による動的解析を行う。

未固結の堆積層を基礎地盤とするロックフィルダム、堤体の締固めが十分でないか、もしくは地

震動により液状化して著しくその強度が低下する可能性がある砂層を基礎地盤とするアースダム等、地震動により堤体材料や基礎地盤の強度が著しく低下する可能性のあるフィルダムについては、液状化に対する安全率( $F_L$ 値)による液状化判定を行う。

液状化判定の結果、液状化等による著しい強度低下が生じるおそれがない、あるいは生じても局所的なものにとどまるフィルダムでは、引き続き試行的に設定したすべり面上のせん断力の総和がせん断抵抗力を超えない、あるいはすべり面上の土塊に作用するすべりモーメントが抵抗モーメントを超えない場合には、すべり破壊が生じるおそれはないため、ダムの貯水機能は維持されると考えられる。

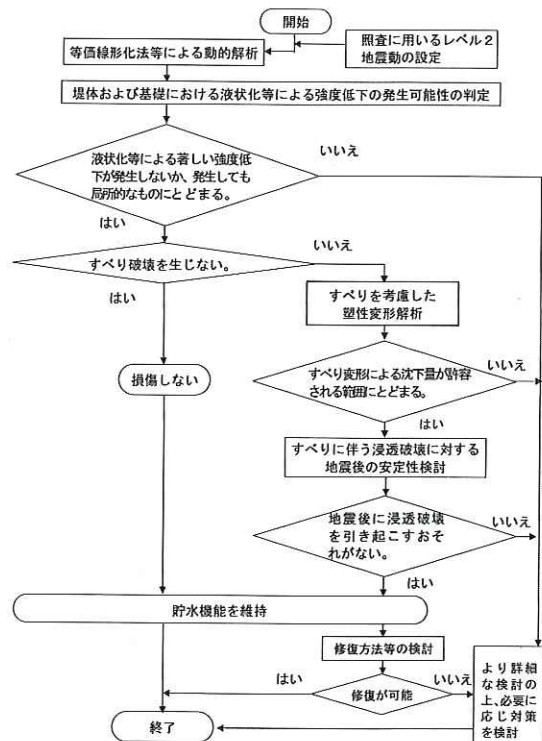


図-1 フィルダム本体の耐震性能の照査の流れ

Evaluation of Seismic Performance of Embankment Dams Due to Level 2 Earthquake Motions

一方、ダム本体にすべり破壊が生じるおそれがある場合には、さらに等価線形化法等による動的解析の結果を用いた塑性変形解析により、地震によるすべり変形を推定する。その結果、変形に伴う沈下が貯水の越流を生じるおそれがないほどに小さく、かつ地震後において浸透破壊を生じるおそれがない場合には、ダムの貯水機能は維持されと考えられる。

### 3. 解析モデルと解析概要

#### 3.1 解析モデルの設定

土質遮水壁型ロックフィルダムの設計は2次元断面を対象に実施されるため、耐震性能照査についても、2次元断面で検討を行うことが基本になると考えられる。なお、照査に際しては、最大断面等地震時に最も厳しい条件となると想定される断面を対象とする必要がある。

土質遮水壁型ロックフィルダムに用いる有限要素モデルの作成にあたっては、ダム堤体のほか基礎地盤も含めてモデル化することがよい。特に、初期応力状態を求めめるための築堤解析においては、盛立に伴う基礎地盤の変形を考慮するため、基礎地盤を含む解析モデルを用いることが望ましい。また、動的解析においては、基礎地盤部の境界条件としては領域外への地震動伝播を考慮し、エネルギー逸散が適切に考慮できるものが望ましい。しかし、対象ダムの基礎地盤が良好な岩盤と考えられる通常の場合には、基礎地盤内のすべりを考慮しなくてもよく、かつ基礎地盤境界付近での応力推定の精度が若干低くなくても堤体底面沿いのすべりに対する安全性には相対的に高い余裕があるため、動的解析においては、堤体底面を剛結(固定境界)として堤体のみを考慮した解析モデルを用いることができる。

#### 3.2 材料物性値の設定

材料物性値については、実際の材料、地盤に対する試験等に基づいて設定することが最適な方法であるが、試験結果等がない場合は、岩種、密度、間隙比、粒度等が類似の条件の試験結果に基づき設定する必要がある。減衰率は、当該ダムでの強震観測記録をもとに同定することが望ましい。しかし、適切な記録がない場合、堤体底面剛結の解析モデルを用いると、堤体材料の履歴減衰定数に波動の逸散を考慮した逸散減衰を付加することで

対応する。

フィルダムの耐震性能照査解析では、すべりに伴う塑性変形を算出することが重要であり、すべり変形解析においては、堤体材料の強度の与え方が最も重要になる。そのため、ここではすべり変形解析における堤体材料の強度の設定における留意点を示す。

堤体材料の強度特性としては、現場密度および飽和条件に応じた供試体に対する三軸圧縮試験によって得られたピーク強度を用いた上で、強度の拘束圧依存性を考慮して評価することを基本とする。なお、現場密度条件としては、既設ダムの場合は現場管理試験結果に、新設ダムの設計に当たっては、現場施工条件を再現した盛立試験結果に基づいて設定する。これらの情報が存在しない場合には、照査上安全側という判断に基づいて、現場密度は設計密度相当とする。

しかし、すべり面が形成されるのは発生応力がピーク強度の状態を過ぎて残留強度に低下してからであることがわかっているため、ある程度大きな変形量が算定される場合には、必要に応じ、ピーク強度以降のひずみ領域におけるひずみ軟化に伴う強度低下を考慮する。なお、ピーク強度から残留強度に低下する際に生じるすべり変位量は、堤体材料の粒径に依存し、粒径が大きいほど大きくなる<sup>4)</sup>。

### 4. 照査に用いる入力地震動の設定

当該ダムに最も大きな影響を及ぼす可能性のある地震を選定し、その地震によってダム地点において発生するものと推定される地震動の加速度時刻歴波形をダムの耐震性能の照査に用いる。

基礎地盤部についてもモデル化する場合は、堤体底面において、ダム地点において設定された照査用地震動が作用するような地震動を解析モデルの基礎地盤部底面から入力する。なお、堤体のみをモデル化する場合、照査用地震動を堤体底面から直接入力する。

本報告では、動的解析においては堤体のみモデルを用い、図-2に示す加速度時刻歴波形を照査に用いる入力地震動として、照査用地震動を堤体底面から直接入力した。なお、これまでの検討により、土質遮水壁型ロックフィルダムでは、一般に水平地震動(上下流方向成分)の影響が支配

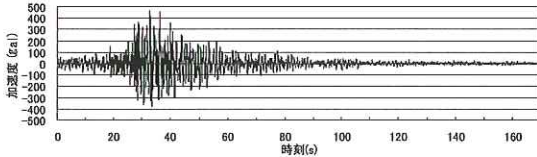


図-2 照査に用いたレベル2地震動の加速度時刻歴波形

的となり、鉛直地震動の影響を考慮しても解析結果に大きな差がないことがわかっているため、本報告では水平成分（上下流方向成分）のみを入力地震動とした。加速度については、下流側の向きを正とした。

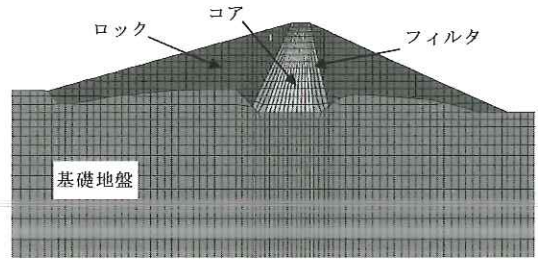
### 5. 地震応答解析によるダム本体の耐震性能の照査

#### 5.1 解析条件

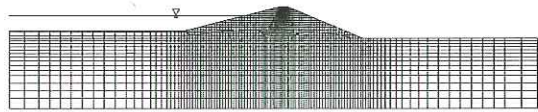
本ダムの照査には、図-3に示す、堤高63mの中央土質遮水壁型ロックフィルダムの2次元有限要素（平面ひずみ要素）解析モデルを用いた。

解析に用いることとした堤体および基礎地盤の材料物性を表-1に示す。なお、材料物性については、実際の材料、地盤に対する試験に基づいて設定することが最適な方法であるが、ここでは、既存のデータに基づき以下の方針により堤体の各物性値を設定した。

- ① 一般の物理特性（単位体積重量および間隙比）については、設計値を採用した。
  - ② 静的変形特性（剛性およびポアソン比）については、岩種、間隙比、内部摩擦角等を考慮して類似の条件のダムの試験結果にもとづき設定した。
  - ③ 強度特性（粘着力、内部摩擦角等）については、設計値のほか、一部設計時における試験値が得られているものはそれも考慮して設定した。
  - ④ 動的変形特性のうち、等価線形化法による動的解析において材料の非線形性を考慮するのに必要となる初期せん断剛性、せん断剛性および減衰のひずみ依存特性（図-4）については、岩種が同じで、間隙比、内部摩擦角等を考慮して類似の条件のダムの試験結果を用いた。また、動ポアソン比は、沢田式<sup>5)</sup>により設定した。地震動の逸散を考慮するため、堤体材料の履歴減衰定数に付加する等価逸散減衰は、既往の検討事例等を参考に設定した。
- また、基礎地盤は線形材料と仮定した。



(a) 堤体部拡大



(b) 全体

図-3 解析モデル

地震応答解析において、解析モデルの境界条件は堤体底面を剛結（固定境界）とした。

以上の条件のもと、築堤過程や湛水過程における荷重の履歴を考慮して地震前の初期応力・変形状態を築堤解析および湛水解析により求めた上で、解析モデルの堤体底面から4. で作成したレベル2地震動の加速度時刻歴波形を入力地震動として入力して地震応答解析を行った。本事例では、地震応答解析（動的解析）用プログラムとして汎用有限要素解析コード“Super FLUSH”を用いた。

#### 5.2 築堤過程および湛水過程を考慮した初期応力解析

##### (1) 築堤解析

堤体の盛立による堤体内応力の増加に伴い、堤体材料は強い非線形性を示す。この非線形性を Duncan-Changらによる方法により考慮し、築堤過程を再現した非線形逐次解析を行って、築堤終了時に堤体材料の自重によって生じる静的な応力分布を求めた。

##### (2) 湛水解析

築堤後の湛水に伴い、透水ゾーンである上流側ロック部および半透水ゾーンである上流側フィルタ部では浸潤面以下における浮力の発生を、また遮水ゾーンであるコア部では、その上流面に作用する水圧および浸透流による浸透力の発生を考慮するため、湛水解析を行った。

まず、浸透流による浸透力を求めるため、定常浸透流解析により遮水ゾーン内の水圧分布を算定した。この水圧分布から求まる浸透力および浮力に相当する物体力を考慮して、湛水によって生じ

表-1 材料物性値

区分	一般物理特性		静的変形特性						強度特性 <sup>注2)</sup>		動的変形特性			
	単位体積重量		剛性 (弾性係数) <sup>注1)</sup>			ポアソン比 <sup>注1)</sup>			(上段) 粘着力 $c$ [kPa]	(上段) 内部摩擦角 $\phi$ [°]	初期せん断剛性 $G_0$ [kPa]	動ポアソン比	$G/G_0, h$ のひずみ依存性 <sup>注3)</sup>	等価消散減衰
	湿潤 [kN/m <sup>3</sup> ]	飽和 [kN/m <sup>3</sup> ]	$K$	$N$	$R_f$	$G$	$F$	$D$	(下段) 指数型強度定数 $A$ [kPa系]	(下段) 指数型強度定数 $b$ [kPa系]				
堤体	コア	19.0	19.1	300	0.80	0.80	0.45	0.08	10.00	39.2	35.0	注3)	双曲線モデル (図-3) 沢田式 <sup>注4)</sup>	15%
	フィルタ	18.9	21.8	850	0.37	0.49	0.32	0.27	13.82	37.3 2366	39.0 0.841			
	ロック	18.9	21.8	850	0.37	0.49	0.32	0.27	13.82	37.3 2391	42.5 0.858			
基礎地盤	—		1,275,000 [kPa]			0.2			—		—			

注1) 堤体については、Duncan-Changらの方法における次式に含まれる各パラメータ値を示す。

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

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

ここに、 $P_a$ :大気圧、 $c$ :粘着力、 $\phi$ :内部摩擦角、 $\sigma_1, \sigma_3$ :最大および最小主応力

$K, n, R_f$ :応力ひずみ関係から求める係数、 $G, F, D$ :軸ひずみと側方ひずみの関係から求める係数

注2) 初期応力解析では  $c, \phi$ 、動的解析の安定性評価ではコア部は  $c, \phi$ 、その他のゾーンは指数型破壊基準に基づく強度定数 ( $A, b$ ) を用いた。

注3)  $G_0 = 12,000(2.91 - K_0) \times \sigma_m^{0.466}$ : コア材料、 $G_0 = \{5,822(2.17 - e)^2 / (1 + e)\} \sigma_m^{0.6}$ : フィルタ材料

$G_0 = \{5,822(2.17 - e)^2 / (1 + e)\} \sigma_m^{0.6}$ : ロック材料、 $\sigma_m$ : 平均有効主応力、 $\{\sigma_1 + \sigma_3 + V(\sigma_1 - \sigma_3)\} / 3$ 、 $e$ : 間隙比

注4)  $V = 0.375 - 0.006Z^{0.58}$ : ロック材料・フィルタ材料 (浸潤面以上)、 $V = 0.490 - 0.001Z^{0.95}$ : ロック材料、フィルタ材料 (浸潤面以下)、 $V = 0.450 - 0.006Z^{0.60}$ : コア材料、 $Z$  は堤体表面からの深度 [m]

注5)  $G_0$ : 初期せん断剛性、 $G$ : せん断剛性、 $h$ : 材料の減衰定数

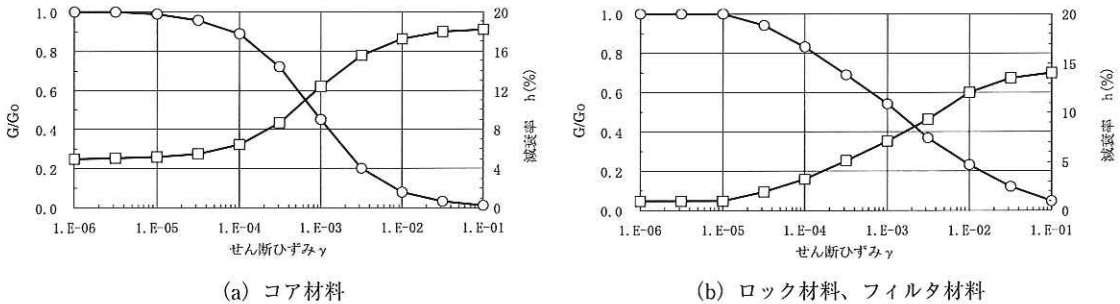


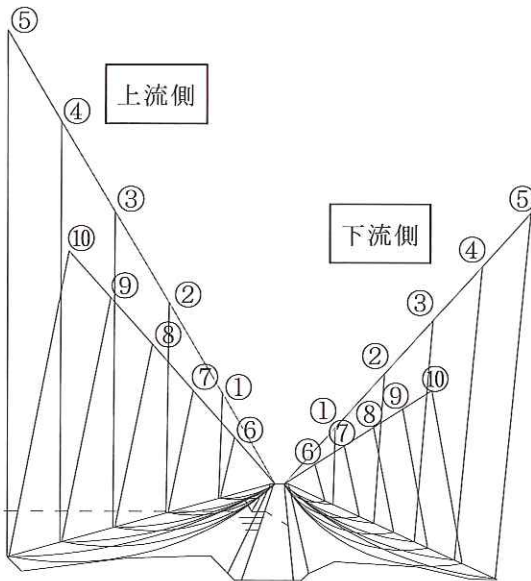
図-4 堤体材料のせん断剛性および減衰のひずみ依存特性

る応力を求めた。これを築堤解析結果と重ね合わせ、湛水終了時の初期応力状態を求めた。

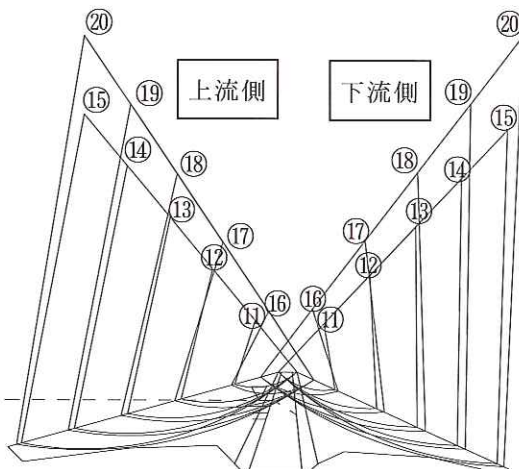
### 5.3 地震応答解析

#### (1) 等価線形化法による動的解析を用いたすべり安定性の検討

等価線形化法による動的解析により地震動によって堤体内に生じる応力を求め、これを5.2で求めた初期応力解析の結果を重ね合わせることにより、地震時における堤体内の応力状態が得られる。な



(a) 主としてロック部のみを通過するすべり面



(b) コア部を通過するすべり面

図-5 想定すべり面

お、本ダムでは、基礎地盤が良好な岩盤であることから、液状化等による強度低下の可能性はないものと判断したため、その影響については考慮しないこととした。

すべりに対する安定性を検討する想定すべり面は、図-5に示すように、上流側および下流側において、主としてロック部のみを通過するすべり面とコア部を通過するすべり面をそれぞれ20設定した。なお、すべり面の形状は円弧とした。

各想定すべり面に対し、すべり安全率が1となる震度である降伏震度  $K_y$ 、および等価線形化法による動的解析の結果をもとにすべり面上の土塊の等価最大震度  $K_{h0}$  を計算した。

いま、すべり面上の土塊に等価最大震度  $K_{h0}$  を作用させたときのすべりモーメントに対する抵抗モーメントの比として、あるいは初期応力解析の結果に動的解析より得られた応力を重ね合わせて求めた、各想定すべり面沿いのせん断応力に対する各想定すべり面上のせん断抵抗力（材料のせん断強度から求まるもの）の比としてすべり安全率  $F_s$  を算定したところ、上流側の想定すべり面①～⑩、⑫～⑳において、また下流側の想定すべり面①、②、⑥、⑦および⑫において  $F_s$  が1を下った。

以上より、本ダムでは、さらに塑性変形解析を行ってすべり変位量を求め、沈下による越流に対する安全性を照査することとした。

#### (2) 塑性変形解析による越流に対する安全性の検討

(1) の検討で、すべりが生じるおそれのあるすべり面について、a) Newmarkの方法<sup>6)</sup> およびb) 渡辺・馬場の方法<sup>7)</sup> により算定した、すべ

表-2 すべり変位量の算定結果

すべり面位置	最大すべり量 (cm)	
	a) Newmark法の方法	b) 渡辺・馬場法の方法
上流側	6.410 (すべり面：⑨、 最小すべり安全率： 0.653)	6.641 (すべり面：⑫、 最小すべり安全率： 0.679)
下流側	-0.259 (すべり面：①、 最小すべり安全率： 0.907)	-*

※下流側のすべりは発生しない

り変位量の最大値を表-2に示す。

なお、a) の方法ではモーメントに基づき、また b) の方法ではせん断力に基づき、すべり安全性の検討やすべり量の算定を行っている。本ダムでは a) の方法および b) の方法ですべりが生じることとなるが、想定される最大すべり変位量は 7cm 程度であり、たとえすべりが生じても堤体の沈下による貯水の越流に対する安全性は十分に確保されるものと判断される。なお、大規模地震時のすべり変位量を評価する場合、多数の円弧におけるすべり変位量を累積してすべり変位量を評価するのではなく、最初にすべりが発生した円弧にすべりが集中し、そのすべり変位量がここで示す最大すべり変位量に一致していると想定している。

### (3) 浸透破壊に対する安全性の検討

(1) および (2) の検討結果から、本ダムでは、上流面の中標高部において一部すべりが生じるおそれがあるが、いずれも上流側へのごく僅かなすべりであり、浸透破壊に対して問題となる遮水ゾーンを貫通する下流側へのすべりが生じるおそれはないと考えられる。したがって、地震動によりすべりが生じて、地震後にそれに伴う浸透破壊が発生するおそれはないものと判断される。

### 5.4 地震応答解析による照査結果のまとめ

以上の検討結果を総合すると、本ダムではレベル2地震動を考慮した場合、地震時に堤体の一部ですべりが生じるおそれがあるが、予想されるすべり変位量は僅かであることから、堤体の沈下による貯水の越流に対する安全性は十分に確保されるものと考えられる。また、想定されるすべりの位置は、上流側の中標高部であり、すべりに伴い地震後に浸透破壊が発生するおそれはないと考え

られる。したがって、本ダムではレベル2地震動に対してもダムの貯水機能は維持されると判断される。

## 6. おわりに

ダムの耐震性能照査において、ダムの損傷過程を考慮した地震応答解析の手法について紹介しているが、実務上の留意点として、これら数値解析結果の評価にあたっては、精度の限界を考慮し、数値を過信することなく、本報の考え方を踏まえた適切な技術的判断を行う必要がある。

### 参考文献

- 1) (財) 国土開発技術研究センター編：改定 解説・河川管理施設等構造令、(社) 日本河川協会、山海堂、2002.1.
- 2) 国土交通省河川局：大規模地震に対するダム耐震性能照査指針 (案)、2005.3.
- 3) 松本徳久、吉田 等、佐々木 隆、安中 正：ダムサイトでの地震動の応答スペクトル (ICOLD 第 21 回大会提出課題論文)、大ダム、第 46 巻、第 186 号、pp.69-86、2004.1.
- 4) 吉田達也：平面ひずみ試験における礫のせん断層の変形特性とロックフィルダムの地震時残留変位解析、東京大学大学院工学系研究科社会基盤工学専攻土質/地盤研究室修士論文、2003.3.
- 5) Sawada, Y. and Takahashi, T.: Study on the material properties and the earthquake behaviors of rockfill dams, 第 4 回日本地震工学シンポジウム論文集、pp.695-702、1975.
- 6) Newmark, N. M.: Effect of earthquakes on dams and embankments, Geotechnique, Vol.15, No.2, pp.139-160, 1960.
- 7) 渡辺啓行、馬場恭平：フィルダムの動的解析に基づくすべり安定評価手法の一考察、大ダム、No.97, pp.25-38, 1981.

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

佐藤弘行\*\*



同 水工研究グループダム構造物チーム主任研究員  
Hiroyuki SATOH

富田尚樹\*\*\*



同 水工研究グループダム構造物チーム研究員  
Naoki TOMIDA

金銅将史\*\*\*\*



財団法人ダム技術センター企画部企画課長 (前 国土交通省国土技術政策総合研究所河川部ダム研究室主任研究員)  
Masafumi KONDO