

【資料 例 2-3】土質遮水壁型ロックフィルダム本体の照査例

1. ダム概要

表-例 2.3.1 に、対象ダムの諸元を示す。

表-例 2.3.1 ダム諸元

堤高	常時満水位
63m	31.5m

2. 照査に用いるレベル 2 地震動^{注)}

図-例 2.3.1 に示す加速度時刻歴波形を、照査用地震動とした。

注) 土質遮水壁型ロックフィルダムの地震応答解析は、一般に 3. で述べるような 2 次元解析によることができ、考慮する地震動の成分としては、水平成分のうち上下流方向成分および鉛直成分が考えられる。ただし、事前検討により、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、本資料では水平成分（上下流方向成分）のみを入力地震動として考慮する場合の例について示す。また、原種波形として他ダムでの強震記録を用いる地震応答解析では、一般に時刻歴波形の加速度振幅の符号を反転させたケースや、必要に応じ異なる原種波形を用いたケースについても検討対象とするのがよいが、以下では省略する。

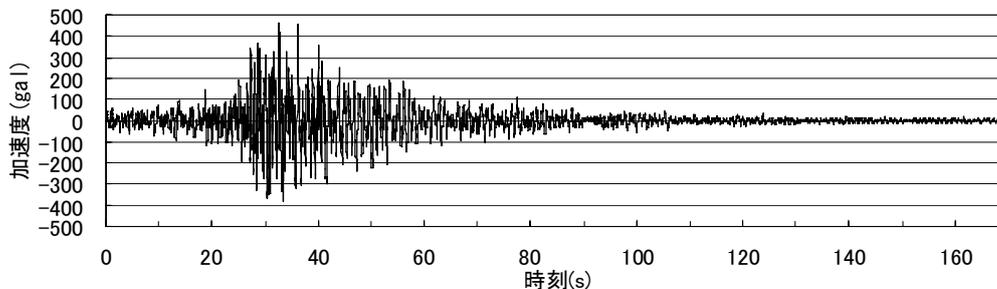


図-例 2.3.1 照査に用いたレベル 2 地震動の加速度時刻歴波形

3. 地震応答解析によるダム本体の耐震性能の照査

3.1 解析条件等

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となると考えられることから本ダムの照査は、図-例 2.3.2 に示す 2 次元有限要素（平面ひずみ要素）解析モデルを作成した^{注1)}。なお、モデル化は、一般に地震時に最も厳しい条件となる断面と考えられる最大断面を対象とした。

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-例 2.3.2 に示す^{注2)}。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の設定を行った。

- ① 一般物理特性（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^{注3)}。
- 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^{注4)}。
- 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-例 2.3.3）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

た注⁵⁾。また、動ポアソン比は、沢田式により設定した注⁴⁾。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。

⑤ 基礎地盤は線形材料と仮定した。

⑥ 地震応答解析において考慮する貯水位は、通常時の水位として最もダムに影響が大きいと考えられる常時満水位とした。

⑦ 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²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注⁶⁾。

注1) 土質遮水壁型ロックフィルダムの解析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（岩盤）も含めてモデル化することも考えられる。しかし、本事例では、対象ダムの基礎地盤が良好な岩盤であり、動的解析においては基礎地盤内のすべり等を考慮しなくてもよいため、堤体のみを考慮した解析モデルを用いることとした。ただし、このような場合にも、初期応力状態を求めるための築堤解析においては、盛立て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必要がある。

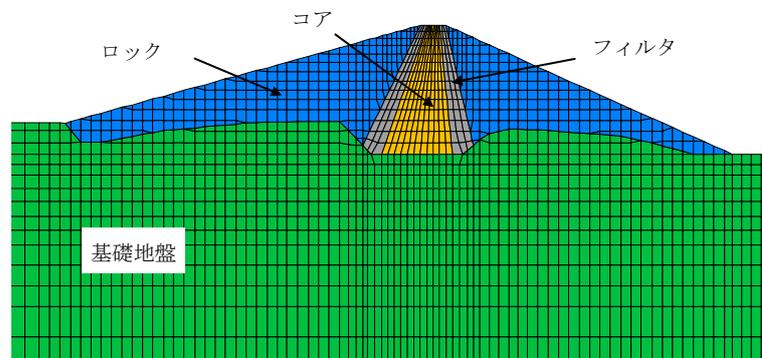
注2) フィルダムでは、地震応答解析に先立ち、あらかじめ築堤過程や湛水過程における荷重の履歴を考慮して地震前の状態における初期応力・変形状態を築堤解析および湛水解析により求める必要があるため、材料の単位体積重量等の一般物理特性や強度特性のほかに、静的変形特性および動的変形特性に関する物性値を設定する必要がある。

注3) 築堤解析時において、Duncan-Chang らによる方法により材料の非線形性を考慮する場合に必要なパラメータ。

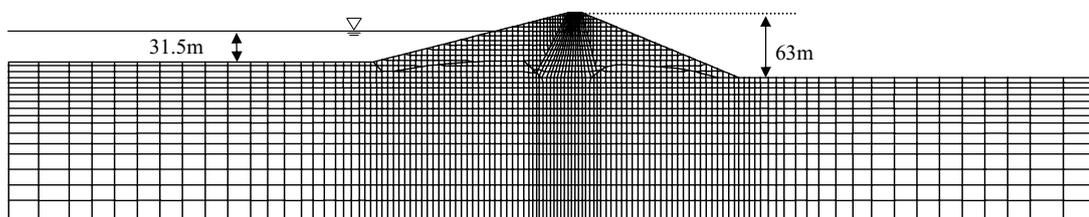
注4) 当該ダムの材料についての試験値が得られている場合には、それをもとに設定することが望ましい。

注5) 初期せん断剛性等の設定において参照した類似の条件のダムでの値が得られている場合には、それをもとに設定することが望ましい。

注6) 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。



(a)堤体部拡大



(b)全体

図-例 2.3.2 有限要素モデル注) 動的解析では堤体のみ考慮

表-例 2.3.2 材料物性値

区分		一般物理特性		静的変形特性						強度特性 ^{注2)}		動的変形特性				
		単位体積重量 [kN/m ³]		剛性 E_t (弾性係数) ^{注1)}			ポアソン比 ν_t ^{注1)}			(上段) 粘着力 c [kPa]	(上段) 内部摩擦角 ϕ [°]	初期せん断剛性 G_0 [kPa]	ν [m/s]	動ポアソン比	G/G_0 h のひずみ依存性 ^{注5)}	等価逸散減衰
				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)	—	沢田式 ^{注4)}	双曲線モデル (図-例 2.3.5)	15%
	フィルタ	18.9	21.8	850	0.37	0.49	0.32	0.27	13.82	37.3 2.366	39.0 0.841					
	ロック	18.9	21.8	850	0.37	0.49	0.32	0.27	13.82	37.3 2.391	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。

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

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

ここに、 P_a : 大気圧、 c : 粘着力、 ϕ : 内部摩擦角、 σ_1, σ_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まる係数、 G, F, D : 軸ひずみと側方ひずみの関係から求まる係数

注2) 初期応力解析では c, ϕ 、動的解析の安定性評価ではコア部は c, ϕ 、その他のゾーンは指数型の強度定数 (A, b) を用いた。

注3) 以下による。

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

ロック材: $G_0 = \{5,822(2.17 - e)^2 / (1 + e)\} \sigma_m^{0.6}$ 、 $K_0 = 0.5$ 、 σ_m : 平均有効主応力 $\{\sigma_1 + \sigma_3 + \nu(\sigma_1 + \sigma_3)\} / 3$ 、 e : 間隙比

注4) 以下による。なお、 Z は堤体表面からの深度 [m] であり、フィルタについてはロックと同等とした。

ロック材 (浸潤面以上): $\nu = 0.375 - 0.006Z^{0.58}$ 、ロック材 (浸潤面以深): $\nu = 0.490 - 0.001Z^{0.95}$

コア材: $\nu = 0.450 - 0.006Z^{0.60}$

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

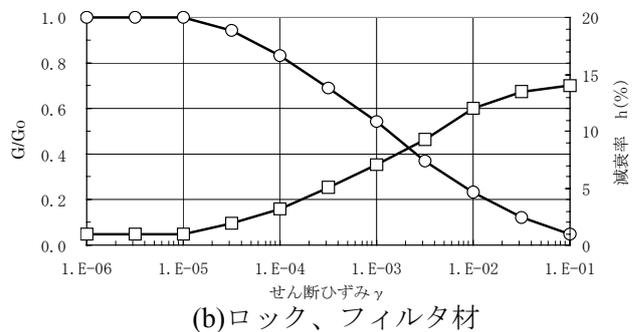
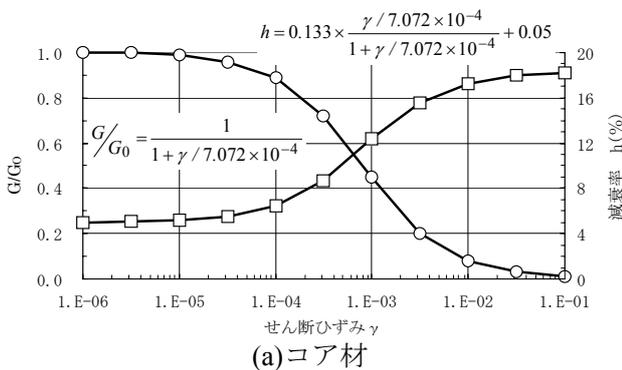


図-例 2.3.3 材料のせん断剛性および減衰のひずみ依存特性

3.2 築堤過程および湛水過程を考慮した初期応力解析^{注)}

地震応答解析に先立ち、築堤過程や湛水過程における荷重の履歴を考慮して初期応力・変形状態を求める築堤解析および湛水解析を行った。

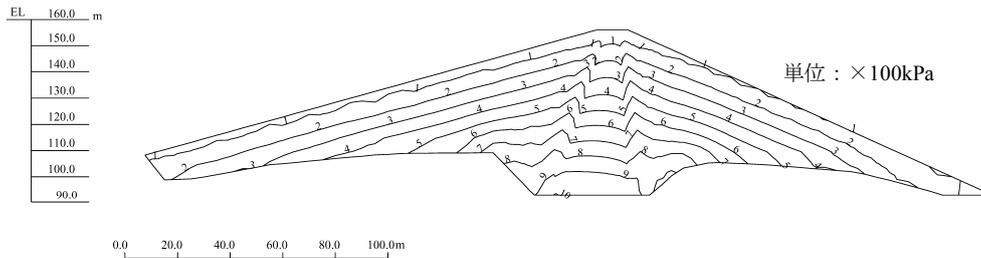
注) 3.3 に述べるすべりに対する安定性の検討をすべり面上の応力の釣り合い式から評価する方法 (渡辺・馬場法の場合は必須) により行う場合、等価線形化法等による動的解析から求まる地震動による応力とともに、静的状態における応力 (初期

応力) を求めておく必要があるために実施するものである。

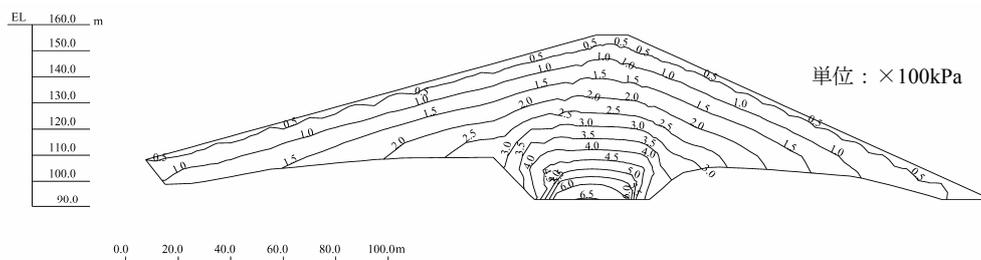
(1) 築堤解析

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^{注)}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。その結果を図-例 2.3.4 に示す。また、このときの変形状態を図-例 2.3.5 に示す。

注) 表-例 2.3.2 の注 1) に示した接線弾性係数および接線ポアソン比に関する式により堤体材料の非線形性を考慮する方法



(a) 最大主応力



(b) 最小主応力

図-例 2.3.4 築堤解析による築堤終了時の主応力分布

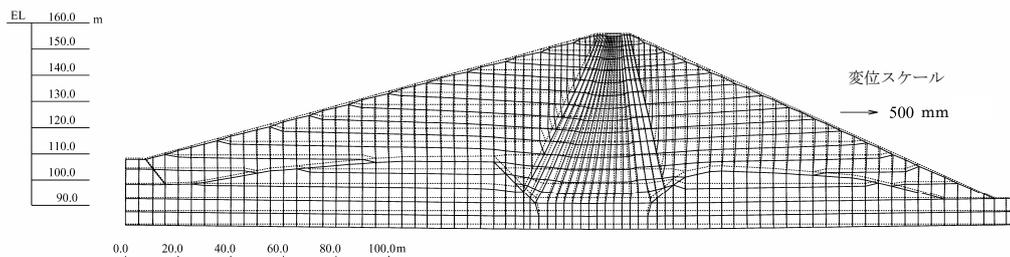


図-例 2.3.5 築堤解析による築堤終了時の変形

(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結果を図-例 2.3.6 に示す^{注 1)}。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^{注 2)}、湛水によって生じる応力を求めた。これを築堤解析結果と重ね合わせ、湛水時の初期応力状態を求めた結果を図-例 2.3.7 に示す。

注 1) 土質遮水壁型ロックフィルダムでは、一般に定常状態においては上流側の透水ゾーン（ロック部およびフィルタ部）には浸透力が発生しないと考えられることから、浸透流解析は遮水ゾーンであるコア部を対象に行うこととした。また、浸透流解析において考慮する貯水位は常時満水位とした。

注 2) 本検討では、浸透流解析から求まる浸透力および浮力に相当する物体力をコア部に作用させる際、上流側ロック部およびフィルタ部を除いたモデルに作用させた。上流側ロック部およびフィルタ部の浸潤面下となる部分についての湛水後の応力は、築堤解析で求めた応力に対し、浮力による応力低減を考慮するため係数（次式）を乗じることにより算定した。

$$k = (\gamma_{sat} - \gamma_w) / \gamma_t \quad \text{ここに、} \gamma_{sat} \text{: 築堤材飽和重量, } \gamma_t \text{: 築堤材湿潤重量, } \gamma_w \text{: 水の単位体積重量}$$

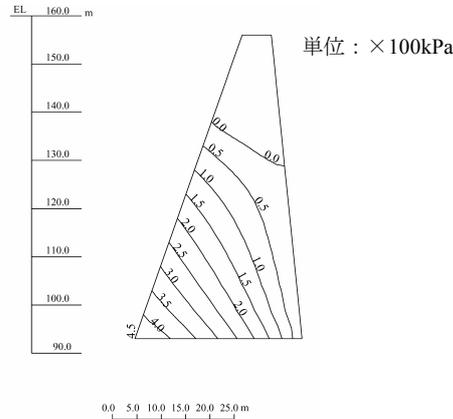
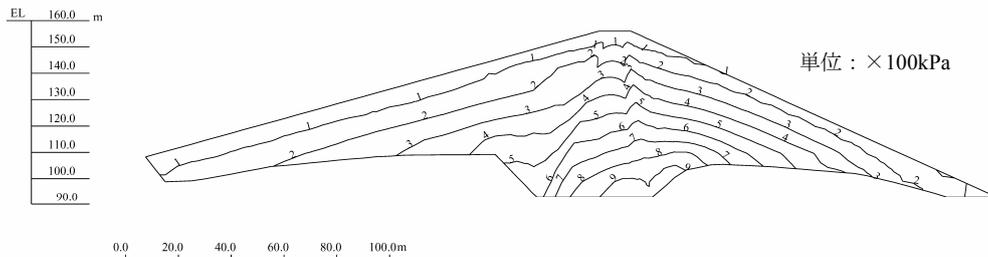
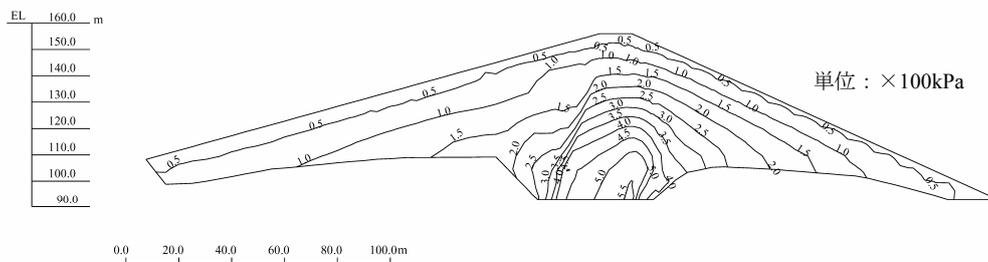


図-例 2.3.6 定常浸透流解析によるコア部の水圧分布



(a) 最大主応力



(b) 最小主応力

図-例 2.3.7 湛水解析による湛水終了時の主応力分布

3.3 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 3.2 で求めた初期応力解析の結果を重ね合わせるにより、地震時における堤体内の応力状態が得られる。なお、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。

すべり破壊に対する安定性に関する検討において必要となる堤体各部の水平最大応答加速度の分布は、図-例 2.3.8 となった。なお、水平最大応答加速度の時刻歴データの中で絶対値が最大のものを抽出した。

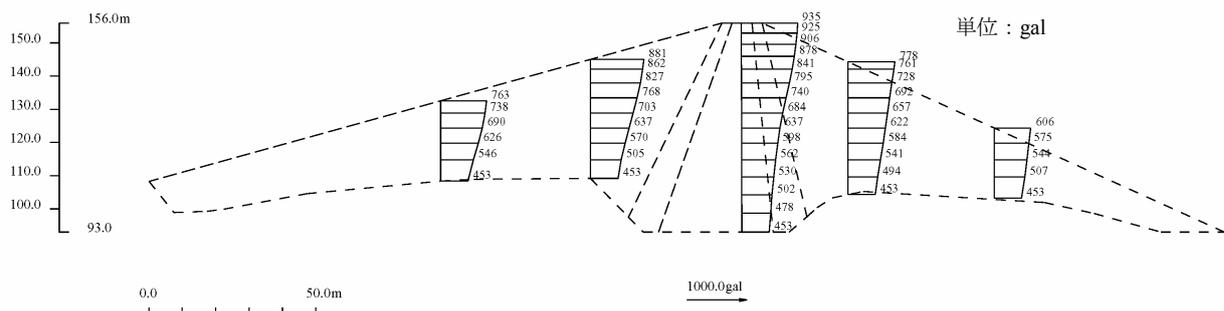


図-例 2.3.8 水平最大応答加速度の深度分布

すべりに対する安定性を検討する想定すべり面は、図-例 2.3.9 および図-例 2.3.10 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も通過するすべり面をそれぞれ 20 面設定した。なお、すべり面の形状は円弧とした。

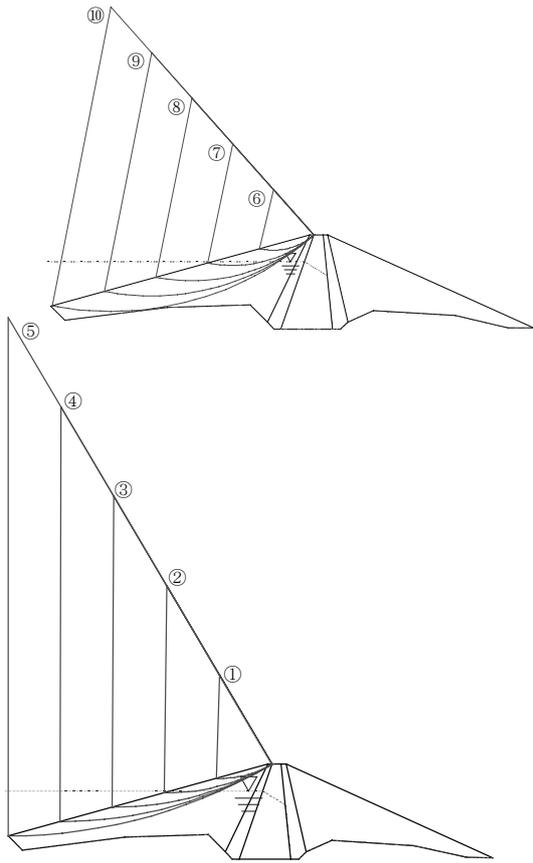
各想定すべり面に対し、等価線形化法による動的解析の結果をもとに、想定すべり土塊を構成する要素全体の平均加速度により、想定すべり土塊の等価震度 k_h の時刻歴を求めた。

この結果を用い、ここでは、以下の 2 つの方法により各想定すべり面のすべり安全率 F_s を算定することによって、すべりに対する安定性を検討した。

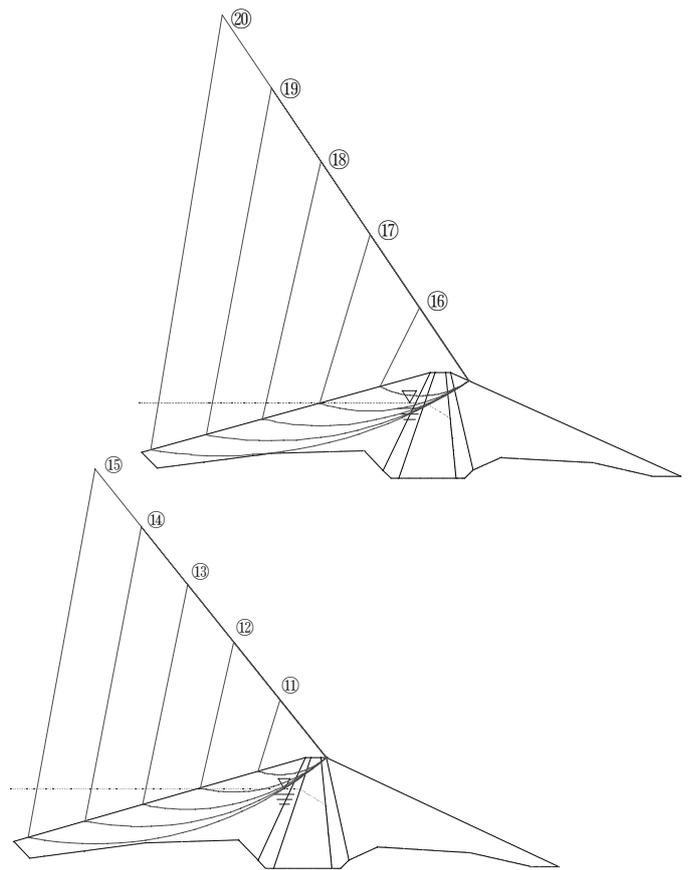
- 想定すべり面上の土塊に等価震度 k_h の時刻歴の中で最大である等価最大震度 k_{ho} を作用させたときのすべりモーメントに対する抵抗モーメントの比として算定。
- 初期応力解析の結果に動的解析より得られた応力を重ね合わせて求めた、各想定すべり面沿いのせん断応力に対する各想定すべり面上のせん断抵抗力(材料のせん断強度から求まるもの)の比として算定。

両者による結果を表-2.3.3 に示すが、本ダムでは a) の方法で安全率を算出したところ、上流側の想定すべり面①～⑩、⑫～⑮、⑰～⑳において、また下流面の想定すべり面①、②、⑥、⑦および⑫においてすべり安全率 F_s が 1 を下回り、b) の方法で安全率を算出したところ、上流側の想定すべり面①～⑤、⑦～⑩、⑫～⑮、⑰～⑳においてすべり安全率 F_s が 1 を下回り、下流面の想定すべり面ではすべり安全率 F_s は 1 を下回らなかった。

以上より、本ダムについては、照査に用いる地震動によりすべり破壊が発生する可能性があることが明らかとなったため、塑性変形解析を行ってすべり変形量を求め、沈下による越流に対する安全性を照査することとした。

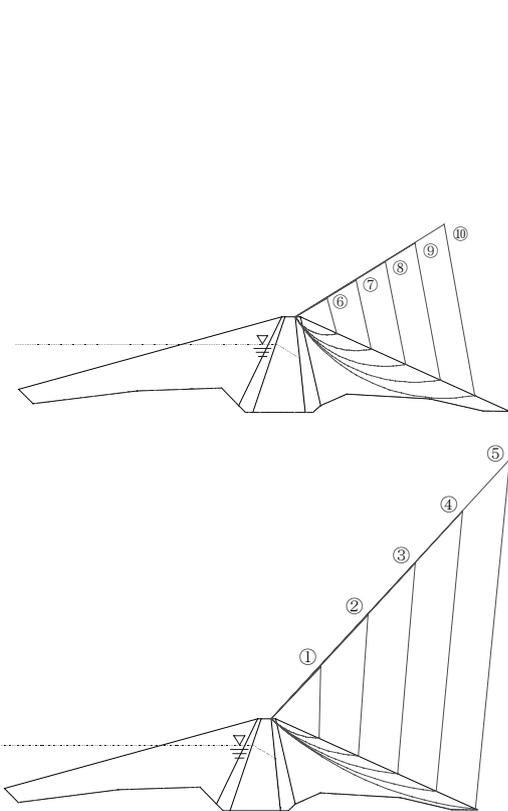


(a) 主としてロック部のみを通過するもの

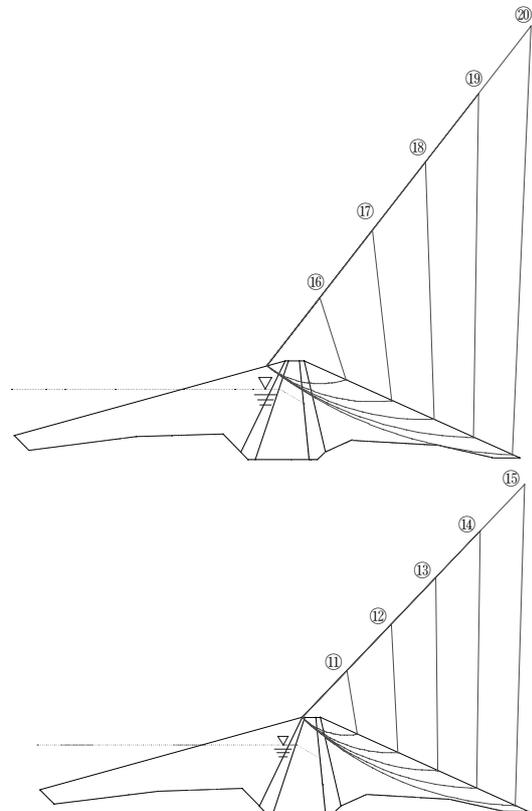


(b) コア部も通過するもの

図-例 2.3.9 想定すべり面（上流側）



(a) 主としてロック部のみを通過するもの



(b) コア部も通過するもの

図-例 2.3.10 想定すべり面（下流側）

表-例 2.3.3 各想定すべり面のすべり安全率

すべり面位置	すべり面番号	等価最大震度 k_{ho} (注1)	すべり安全率 F_s (注2)		すべり面位置	すべり面番号	等価最大震度 k_{ho} (注1)	すべり安全率 F_s (注2)			
			a)の方法	b)の方法				a)の方法	b)の方法		
上流側	主としてロック部のみを通過するすべり面	①	0.930	0.930	0.958	下流側	主としてロック部のみを通過するすべり面	①	-0.712	0.907	1.041
		②	0.894	0.865	0.859			②	-0.634	0.925	1.091
		③	0.825	0.704	0.708			③	-0.533	1.020	1.194
		④	0.752	0.664	0.701			④	-0.494	1.042	1.228
		⑤	0.672	0.685	0.755			⑤	-0.445	1.093	1.213
		⑥	0.930	0.910	1.048			⑥	-0.729	0.939	1.274
		⑦	0.878	0.811	0.770			⑦	-0.644	0.942	1.249
		⑧	0.790	0.669	0.655			⑧	-0.551	1.014	1.352
		⑨	0.708	0.653	0.660			⑨	-0.504	1.043	1.365
		⑩	0.624	0.689	0.726			⑩	-0.455	1.088	1.344
	コア部も通過するすべり面	⑪	0.933	1.006	1.121	コア部も通過するすべり面	⑪	-0.749	1.041	1.185	
		⑫	0.897	0.858	0.816		⑫	-0.662	0.948	1.116	
		⑬	0.817	0.688	0.682		⑬	-0.554	1.011	1.155	
		⑭	0.725	0.666	0.680		⑭	-0.493	1.053	1.232	
		⑮	0.647	0.685	0.730		⑮	-0.452	1.083	1.212	
		⑯	0.919	1.087	1.197		⑯	-0.732	1.132	1.290	
		⑰	0.876	0.827	0.763		⑰	-0.638	1.007	1.122	
		⑱	0.804	0.696	0.679		⑱	-0.560	1.018	1.177	
		⑲	0.720	0.678	0.674		⑲	-0.487	1.074	1.220	
		⑳	0.647	0.697	0.722		⑳	-0.450	1.094	1.178	

注) 震度の+：下流側向き、震度の-：上流側向き

注1) 等価最大震度 k_{ho} 、次式により計算されるすべり土塊の等価震度 k_h の時刻歴の最大値（下流側向きを正）として求めた。

$$k_h = \frac{\iint \rho(x,y)\alpha(x,y)dx dy}{g \iint \rho(x,y)dx dy}$$

ここに、 $\rho(x,y)$ ：堤体内各点の密度、
 $\alpha(x,y)$ ：動的解析から求まる堤体内の各点の水平方向応答加速度
 g ：重力加速度

注2) すべり安全率 F_s は、以下の算定式による。

a)の方法

$$F_s = \frac{M_R}{M_{DW} + M_{DKH}} = \frac{M_{RW} + M_{RC} - k_{ho}M_{RK}}{M_{DW} + k_{ho}M_{DK}}$$

ここに、 M_R ：すべり面上の抵抗モーメント、 M_{DW} ：自重による土塊のすべりモーメント、

M_{DKH} ：地震慣性力による土塊のすべりモーメント、 M_{RW} ：自重によるすべり面沿いの抵抗モーメント、

M_{RC} ：粘着力によるすべり面沿いの抵抗モーメント、 k_{ho} ：等価震度 k_h の時刻歴の最大値、

M_{RK} ：地震慣性力(1g)が作用した場合のすべり面沿いの抵抗モーメント、

M_{DK} ：地震慣性力(1g)が作用した場合のすべり面上の土塊の滑動モーメント

b)の方法

$$F_s = \frac{\sum_{i=1}^M l_i (c_i + \sigma_{ni}' \tan \phi_i) + \sum_{j=1}^P l_j A_j \sigma_{nj}' b_j + \sum_{k=1}^Q l_k A_k' \sigma_{nk}' b_k'}{\sum_{i=1}^M \tau_{Si} l_i + \sum_{j=1}^P \tau_{Sj} l_j + \sum_{k=1}^Q \tau_{Sk} l_k}$$

ここに、 M ：すべり線を通過する要素のうちコア部を通過する要素の数、

P ：すべり線を通過する要素のうちフィルタ部を通過する要素の数、

Q ：すべり線を通過する要素のうちロック部を通過する要素の数、 i,j,k ： i,j,k 番目要素、

l ：すべり面上の要素 i,j,k を通過するすべり線長さ、 c_i, ϕ_i ：要素 i の強度定数（コア材）、

A_j, b_j ：要素 j の強度定数（フィルタ材）、 A_k', b_k' ：要素 k の強度定数（ロック材）、

$\sigma_{ni}', \sigma_{nj}', \sigma_{nk}'$ ：要素 i,j,k におけるすべり面直交方向の有効応力、

$\tau_{Si}, \tau_{Sj}, \tau_{Sk}$ ：要素 i,j,k におけるすべり面沿いのせん断応力

(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 の方法および b) 渡

辺・馬場の方法によりすべり変形量を算定した結果を表-例 2.3.4 に示す。

なお、a) の方法では、すべり安全率が 1 を下回る想定すべり面について、すべり安全率が 1 となる震度である降伏震度 k_y を求め、モーメントに基づき、すべり変形量を算出した。なお、降伏震度は時刻歴で変動せず一定となる。また、b) の方法では、安全率が 1 を下回る想定すべり面について、慣性力、重力、想定すべり面に作用する応力に関するつり合い式から降伏震度 k_{rh} を求め、すべり変形量を算出した。なお、降伏震度は時刻歴で変動する。

本ダムでは a)の方法および b)の方法ともにすべりが生じることとなるが、想定される最大すべり変形量は、a)の方法で想定すべり面⑨で約 6cm、b)の方法で想定すべり面⑧で約 7cm と、すべりによる堤体天端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形量を評価する場合、多数の円弧におけるすべり変形量を累積してすべり変形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、そのすべり変形量がここで示す最大すべり変形量に一致していると想定している。

表-例 2.3.4 すべり変形量の算定結果

すべり面位置	面すべり番号	すべり変形量 ^{注)}		すべり面位置	面すべり番号	すべり変形量 ^{注)}			
		a)Newmarkの方法 [cm]	b)渡辺・馬場の方法 [cm]			a)Newmarkの方法 [cm]	b)渡辺・馬場の方法 [cm]		
上流側	主としてロック部のみを通過するすべり面	①	0.197	下流側	主としてロック部のみを通過するすべり面	①	-0.259	—	
		②	0.989			②	-0.187	—	
		③	4.923			⑥	-0.155	—	
		④	6.169			⑦	-0.102	—	
		⑤	4.853		コア部も通過するすべり面	⑫	-0.092	—	
		⑥	0.354						—
		⑦	1.824						2.960
		⑧	5.805						7.220
		⑨	6.410						6.220
		⑩	4.757						3.809
	コア部も通過するすべり面	⑫	1.113	1.912					
		⑬	5.641	6.313					
		⑭	6.085	5.731					
		⑮	5.239	3.986					
		⑰	1.609	3.388					
		⑱	5.339	6.641					
		⑲	5.719	6.410					
		⑳	4.893	4.164					

注) すべり変形量は、以下の算定式によった。

a) の方法

想定すべり面の土塊の等価震度 k_h が降伏震度 k_y を超え、それによる角加速度が 0 になるまでの時刻について、次式により算定した。

$$\delta = R \times \theta$$

ここに、 δ : すべり変形量、 R : すべり面 (円弧) の半径

θ : すべりによる回転変位 (回転角) で、次式により得られる角加速度を逐次積分して求める。

$$\ddot{\theta} = \frac{(k_h - k_y)}{J} (M_{DK} - M_{RK})$$

J : すべり土塊の慣性モーメント

b) の方法

想定すべり面の土塊の等価震度 k_h が降伏震度 k_{rh} を超え、それによる速度が 0 になるまでの時刻について、次式により算定した。

$$D_{rh} = \int_{t_0}^{t_1} \int_{\tau} (k_h - k_{rh}) g d\tau dt$$

ここに、 D_{rh} : すべり変形量、 t_0 : 想定すべり面沿いの安全率が 1 を下回る時刻、 t_1 : 土塊のすべり速度が 0 となる時刻

(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（最大すべり変形量発生土塊）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も、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。

3.4 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形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。