

【資料 例 2-4】アースダム本体の照査例

1. ダム概要

表-例 2.4.1 に、対象ダムの諸元を示す。

表-2.4.1 ダム諸元

堤高	常時満水位
29.3m	13.0m

2. 照査に用いるレベル 2 地震動^{注)}

図-例 2.4.1 に示す加速度時刻歴波形を、照査用地震動とした。

注) アース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、水平成分のうちの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、アースダムでは、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合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。

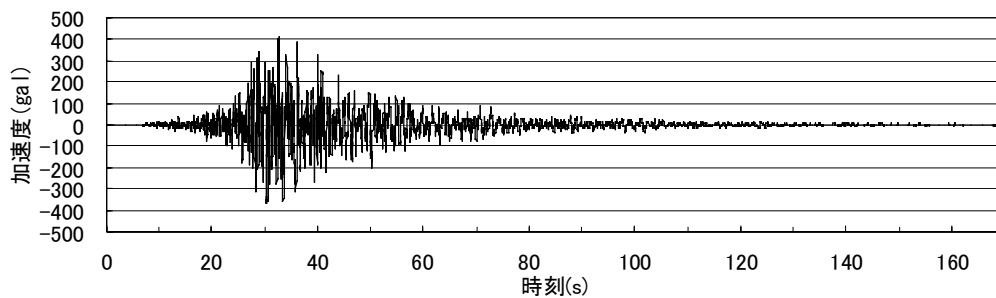


図-例 2.4.1 照査に用いたレベル 2 地震動の加速度時刻歴波形

3. 地震応答解析によるダム本体の耐震性能の照査

フィルダムの耐震性能照査解析は、地震動により強度低下を生じる可能性のある堤体材料または基礎地盤を有する場合には、その影響を考慮することとなっている。本事例のダムでは、基礎地盤の一部に砂層を含むことから、等価線形化法による動的解析を行った上で、その結果を踏まえ、液状化による堤体および基礎の強度低下の可能性を判定する。

3.1 解析条件等

アースダムの設計は 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 2.4.2 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。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 2.4.2、表-例 2.4.3、表-例 2.4.4、表-例 2.4.5 に示す^{注 1)}。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、当該ダム試験結果にもとづき設定した^{注2)}。
- 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3)}。
- ④ 動変形特性のうち、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 2.4.3）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。また、動ポアソン比は、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4)}。
- ⑤ 液状化判定のうち、動的せん断強度比は岩種が同じで、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、および道路橋示方書に準拠した。
- ⑥ 有効応力法に基づく動的弾塑性解析（参考）のコードには、排水および非排水条件とともに適用できる LIQCA、構成則としては岡モデルを採用した。硬化パラメータ、ダイレイタンシー係数等については、別途要素シミュレーションにより、⑤で用いた動的せん断強度比（類似の条件のダムの試験結果）となるように試行錯誤的に逆算して求めた。また、他のパラメータについては、設計値等から理論式、経験式、あるいは文献から一般的な値を設定した。
- ⑦ 基礎地盤は非線形材料と仮定した。
- ⑧ 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。
- ⑨ 地震応答解析において、解析モデルの境界条件は等価線形化法ではモデル底面を粘性境界、側面はエネルギー伝達境界、有効応力法に基づく弾塑性解析ではモデル底面を粘性境界、側面は疑似自由地盤境界とした。

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5)}。

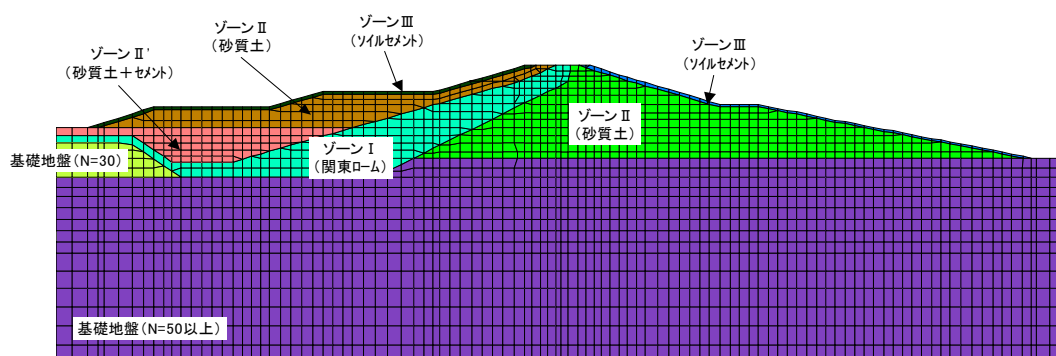
注1) フィルダムでは、地震応答解析に先立ち、あらかじめ築堤過程や湛水過程における荷重の履歴を考慮して地震前の状態における初期応力・変形状態を築堤解析および湛水解析により求める必要があるため、材料の単位体積重量等の一般物理特性や強度特性のほか、静的変形特性および動変形特性に関する物性値を設定する必要がある。

注2) 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。

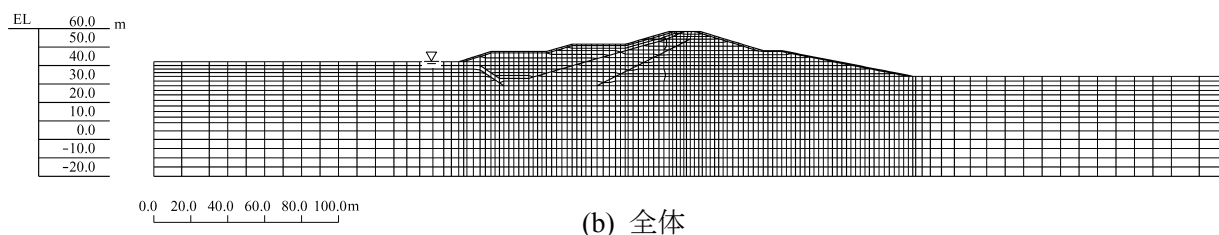
注3) 当該ダムの材料についての試験値が得られている場合には、それをもとに設定することが望ましい。

注4) 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5) 本事例では、地震応答解析（動的解析）用プログラムとして等価線形化法では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 2.4.2 有限要素モデル

表-例 2.4.2 静的解析材料物性値

区分		一般物理特性		静的変形特性						強度特性 ^{注2)}	
		単位体積重量		剛性(弾性係数) E_t ^{注1)}			ポアソン比 ν_t ^{注1)}			粘着力 c [kPa]	内部摩擦角 ϕ [°]
		湿潤[kN/m³]	飽和[kN/m³]	K	N	R_f	G	F	D		
堤体	ゾーンⅠ	13.1	13.6	64	1.00	0.90	0.40	0.00	0.00	0.98	39.6
	ゾーンⅡ	17.1	18.2	400	0.50	0.90	0.33	0.00	0.00	11.8	37.0
	ゾーンⅡ'	17.1	18.2	710	0.50	0.90	0.33	0.00	0.00	14.7	43.0
	ゾーンⅢ	17.1	18.2	1170	0.50	0.90	0.33	0.00	0.00	192	36.0
基礎地盤	N値30	18.4	18.9	29,400 kPa			0.33			0.00	39.0
	N値50以上	18.4	18.9	49,000 kPa			0.33			0.00	44.0

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 を用いた。

表-例 2.4.3 等価線形化法の材料物性値

区分		初期せん断剛性		動ポアソン比	$G/G_0, h$ のひずみ 依存性 ^{注2)}	強度特性 ^{注3)}			
		G_0 [kPa]	V_S [m/s]			粘着力[kPa]		内部摩擦角[°]	
						c'	c_{cu}	ϕ'	ϕ_{cu}
堤体	ゾーンⅠ	注1)		0.49	双曲線モデル (図-例 2.4.3)	0.98	35.3	39.60	25.3
	ゾーンⅡ		$V_S=225(N=14)$	飽和 0.49 不飽和 0.4		11.8	—	37.00	—
	ゾーンⅡ'		$V_S=271(N=25)$			14.7	—	43.00	—
	ゾーンⅢ		$V_S=310(N=41)$			192	—	36.00	—
基礎 地盤	N 値 30	—	$V_S=97N^{0.32}$	0.00		—	39.00		
	N 値 50 以上			0.00		—	44.00		

注1) 以下による。

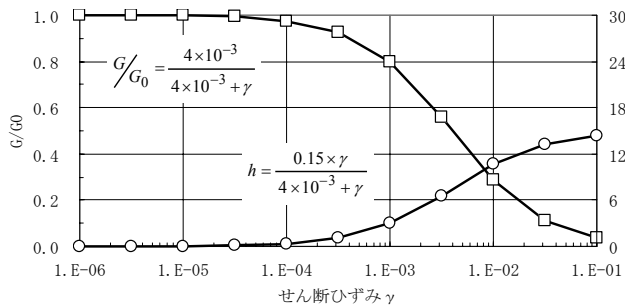
$$\text{ゾーンⅠ: } G_0 = \{626(7.32 \cdot e)^2 / (1+e)\} \sigma_m^{0.6}, \text{ ゾーンⅡ: } G_0 = \{17,231(2.17 \cdot e)^2 / (1+e)\} \sigma_m^{0.4},$$

$$\text{ゾーンⅡ': } G_0 = \{25,063(2.17 \cdot e)^2 / (1+e)\} \sigma_m^{0.4}, \text{ ゾーンⅢ: } G_0 = \{34,462(2.17 \cdot e)^2 / (1+e)\} \sigma_m^{0.4}$$

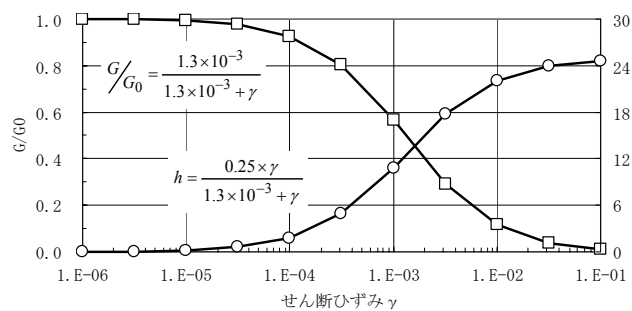
$$\sigma_m: \text{平均有効主応力 } \{\sigma_1 + \sigma_3 + \nu(\sigma_1 + \sigma_3)\} / 3, e: \text{間隙比}$$

注2) G_0 : 初期せん断剛性、 G : せん断剛性、 h : 材料の減衰定数

注3) 動的解析の安定性評価では、飽和部では c_{cu}, ϕ_{cu} 、不飽和部では、 c', ϕ' を用いた。なお、本ダムはほぼ均質で地震時に圧密されない材料であることから c_{cu}, ϕ_{cu} は三笠の方法により設定した。



(a) ゾーン I



(b) ゾーン II、ゾーン II'、ゾーン III、基礎地盤

図-例 2.4.3 材料のせん断剛性および減衰のひずみ依存特性

表-例 2.4.4 液状化判定の材料物性値

名 称	岩 種	N 値	変形係数 (kPa)	繰り返し応力振幅比 $R_L = \sigma_d / 2 \sigma'_c$	
				ケース 1 注 1)	ケース 2 注 2)
ゾーン I	火山灰質粘性土(関東ローム)			—	—
ゾーン II	細粒分混じり砂	14		0.53 注 1)	注 2)
ゾーン II'	細粒分混じり砂+セメント	25		—	—
ゾーン III	ソイルセメント	41		—	—
基礎地盤	砂質土	30	29,400	0.78 注 1)	注 2)
		50		1.09 注 1)	注 2)
		75	49,000	1.49 注 1)	注 2)
		100		1.88 注 1)	注 2)

注 1) 類似ダムの基礎の液状化判定に用いた液状化強度と N 値の関係 (図-例 2.4.4) を採用。用いた試料は、類似ダムの右岸副堤基礎地盤からトリマーを用いて採取したもので、繰返し三軸試験により液状化強度を設定している。

注 2) 道路橋示方書による方法に準じた。

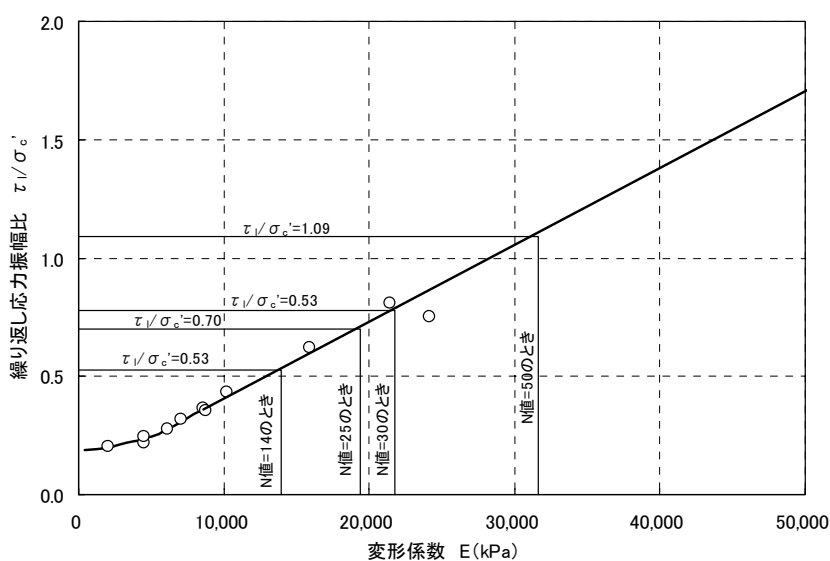


図-例 2.4.4 変形係数 (N 値) と繰り返し応力振幅比の関係

表-例 2.4.5 有効応力法に基づく動的弾塑性解析（参考）材料物性値

名称			岩種	初期 間隙 比 <i>e</i>	注 1) 圧縮 指数 λ ($\times 10^{-3}$)	注 2) 膨張 指数 κ ($\times 10^{-4}$)	初期 せん断 係数比 G_0/σ'_{m0}	過圧 密比 OCR	注 3) 変相 応力比 M_m	注 4) 破壊 応力比 M_f	硬化パラメータ			規準ひずみ		ダイレイ タンシー 係数		異方性 消失 係数
											B_0	B_I	C_f	γ_{r^p}	γ_{r^e}	D_0	n	
堤 体	ゾーン Ⅰ		火山灰質 粘性土 (関東 ローム)	3.52	3.04	3.04	319	1.0	0.91	0.91	2000	0	0	―― 注 6)	―― 注 6)	0 注 7)	0 注 7)	2000
	ゾーン Ⅱ	飽 和 部 不 飽 和 部	細粒分 混じり砂	0.94	8.67	8.67	857	1.0	0.91	1.23	1.05×10^6	200	1,000	1.0×10^{-5}	1.0×10^{-2}	1.0	4	2000
				0.94	8.67	8.67	857	1.0	0.91	1.23	1.05×10^6	200	1,000	―― 注 6)	―― 注 6)	0 注 7)	0 注 7)	2000
	ゾーン Ⅱ	細粒分 混じり砂 ＋ セメント	0.94	5.95	5.95	1247	1.0	0.91	1.44	3.40×10^6	200	1,500	―― 注 6)	―― 注 6)	0 注 7)	0 注 7)	2000	
	ゾーン Ⅲ	ソイル セメント	0.94	$G=51,000\text{kPa}$ 、 $\nu=0.33$ 注 5)							――							
基 礎 地 盤	N=30		砂質土	0.85	1.72	1.72	4419	1.0	0.91	1.30	2.40×10^7	200	1,500	1.0×10^{-6}	1.5×10^{-3}	1.0	4	2000
	N=50 以上		砂質土	0.85	1.27	1.27	5578	1.0	0.91	1.48	3.10×10^8	200	1,500	1.0×10^{-7}	5.0×10^{-4}	1.0	4	2000

注 1) $\lambda=10\kappa$ 注 2) $\kappa=3(1-2\nu)(1+e)/[2(1+\nu)] \cdot \sigma'_{m0}/G_0$ 注 3) 変相角は 28° とする

注 4) 内部摩擦角から算定

注 5) ゾーンⅢは弾性体とし、せん断剛性は $G_0=34,462 \times (2.17-e)^2/(1+e) \times (\sigma'_{m0})^{0.4}$ から算定した。

注 6) ゾーンⅡの不飽和部、ゾーンⅡ'は非液状化層とし、基準ひずみによる硬化パラメータの低下は考慮しない。

注 7) ゾーンⅡの不飽和部、ゾーンⅡ'は非液状化層とし、ダイレイタンシーは無視する。

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)}

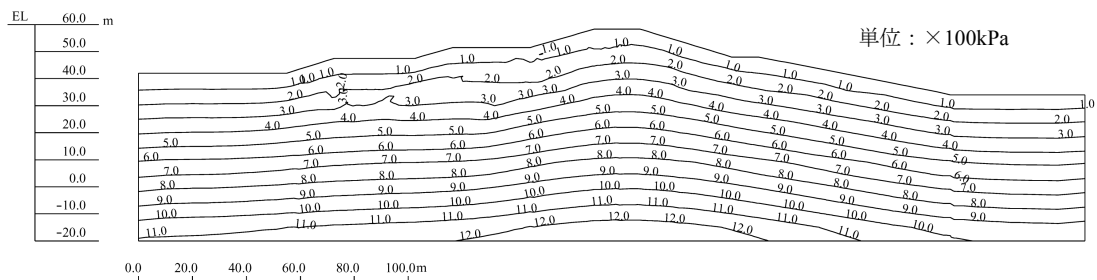
地震応答解析に先立ち、築堤過程や湛水過程における荷重の履歴を考慮して初期応力・変形状態を求める築堤解析および湛水解析を行った。

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。

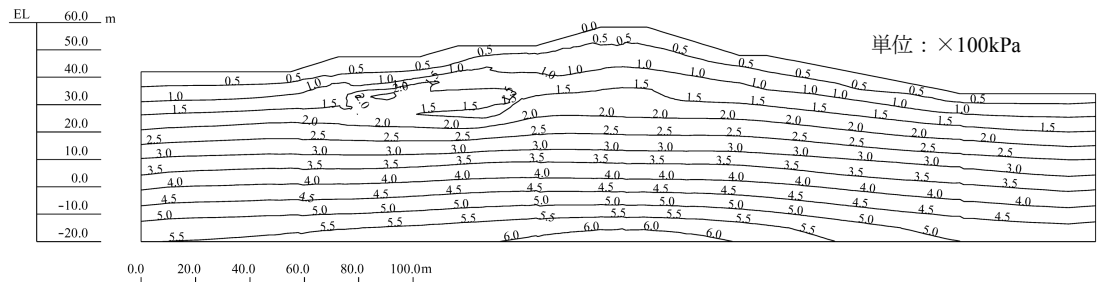
(1) 築堤解析

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 2.4.5 に示す。また、このときの変形状態を図-例 2.4.6 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 2.4.5 築堤解析による築堤終了時の主応力分布

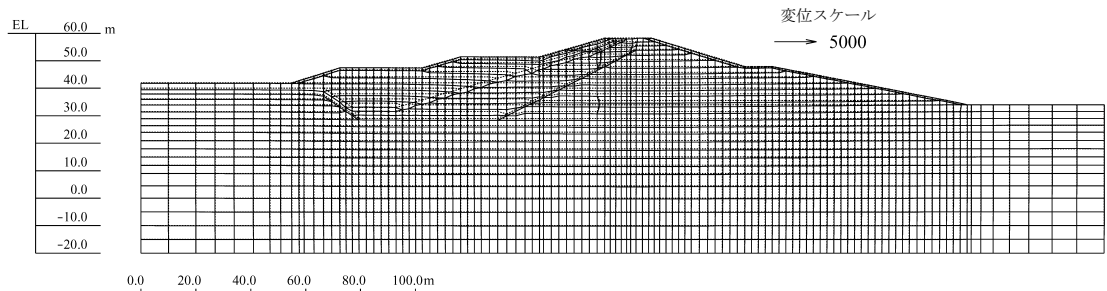


図-例 2.4.6 築堤解析による築堤終了時の変形

(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 2.4.7 に示す。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 2.4.8 に示す。

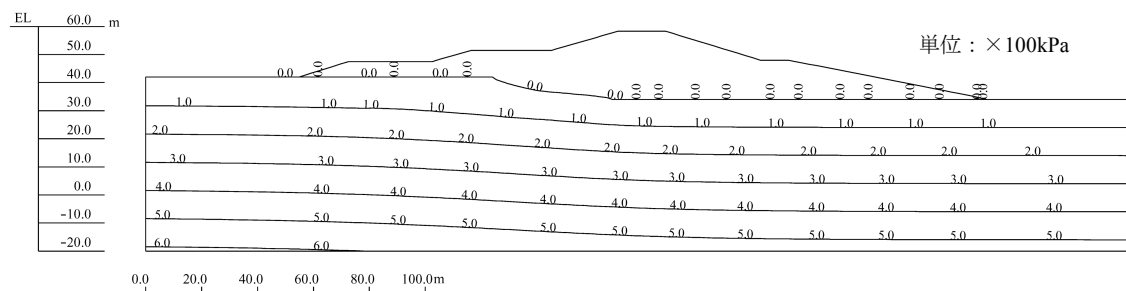
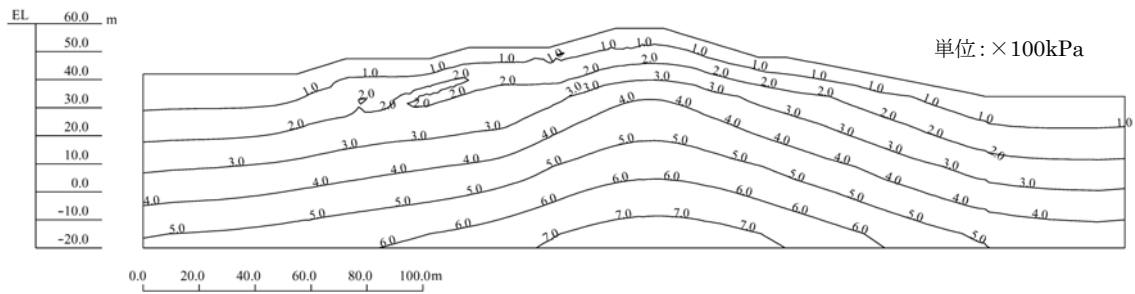
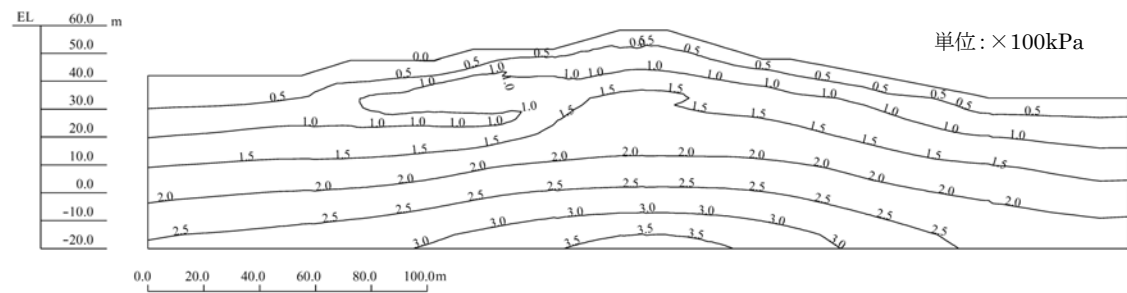


図-例 2.4.7 定常浸透流解析による水圧分布



(a) 最大主応力



(b) 最小主応力

図-例 2.4.8 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液状化判定

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ことで、地震時における堤体内の応力状態が得られる。

液状化判定において必要となる堤体各部の最大地震時せん断応力分布は、図-例 2.4.9 となった。

液状化に対する安全率 (F_L 値) を算出した結果を図-例 2.4.10、図-例 2.4.11 に示す。本ダムでは、動的せん断強度比に試験結果を用いたケースにおいて、上流ブランケット、堤体直下の一部、および堤体下流側では F_L 値が 1 を下回った。また、動的せん断強度比を道路橋示方書に準じたケースでは、上流ブランケットの一部、堤体直下の一部で F_L 値が 1 を下回った。

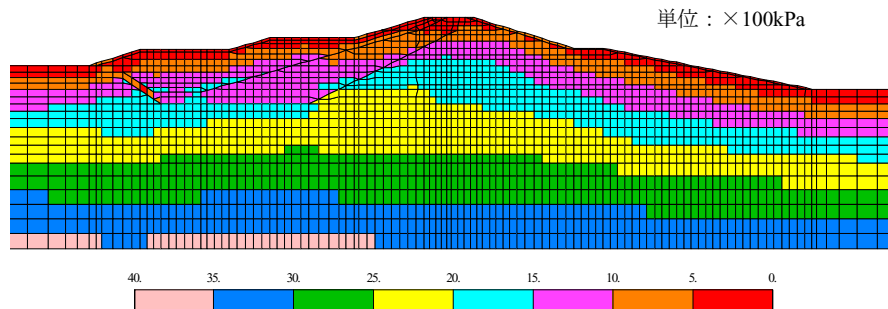


図-例 2.4.9 最大地震時せん断応力分布

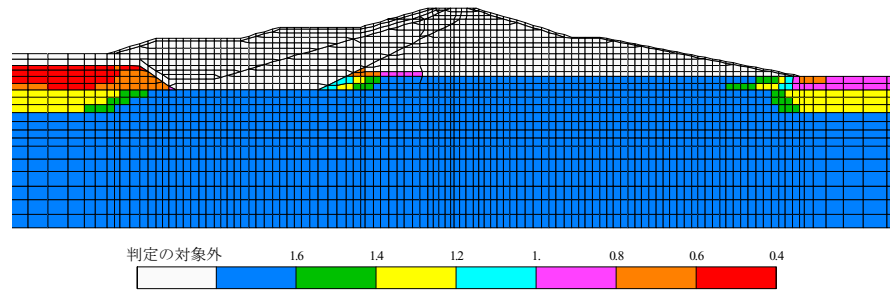


図-例 2.4.10 液状化判定結果、 F_L 値分布（ケース 1：動的せん断強度比に試験結果を用いたケース）

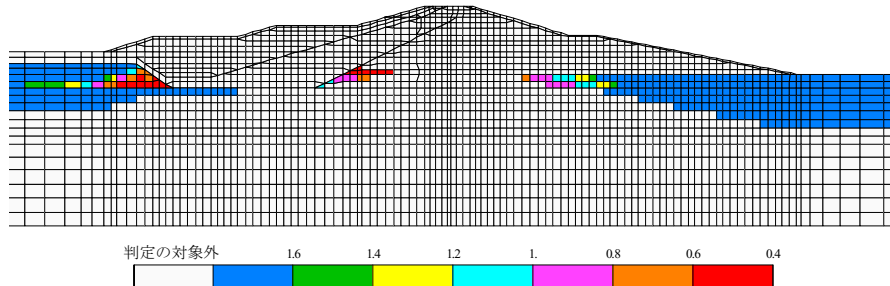


図-例 2.4.11 液状化判定結果、 F_L 値分布（ケース 2：動的せん断強度比を道路橋示方書に準じたケース）

(2) 堤体および基礎における液状化等による強度低下発生の検討

(1)の結果から、本ダムでは、上流ブランケット、堤体直下、堤体下流で一部液状化するおそれがあるが、いずれも局所的なものにとどまると考えられる。

以上より、本ダムでは、さらに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を行う。

なお、ここでは、参考として、液状化の影響を考慮する場合に必要な詳細な検討を想定し、有効応力法に基づく動的弾塑性解析により沈下量の検討について実施したので、その結果についても併せて示す。

(3) 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

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 2.4.12 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。

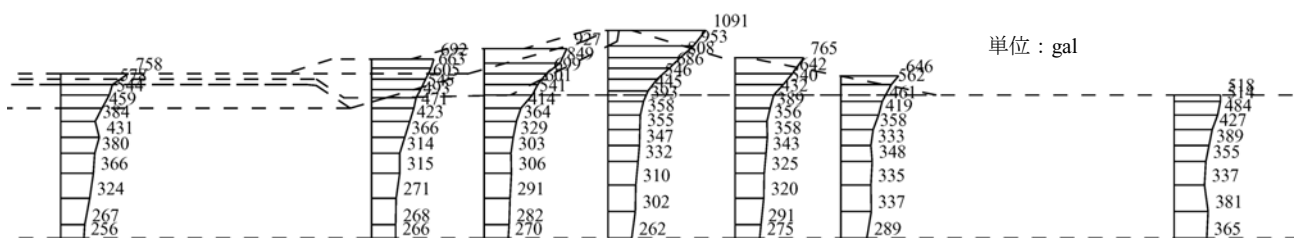


図-例 2.4.12 水平最大応答加速度の深度分布

すべりに対する安定性を検討する想定すべり面は、図-例 2.4.13 および図-例 2.4.14 に示すよう

に、上流側および下流側において、基礎をとおるすべり面と基礎をとらないすべり面をそれぞれ多数設定した。なお、すべり面の形状は円弧とした。

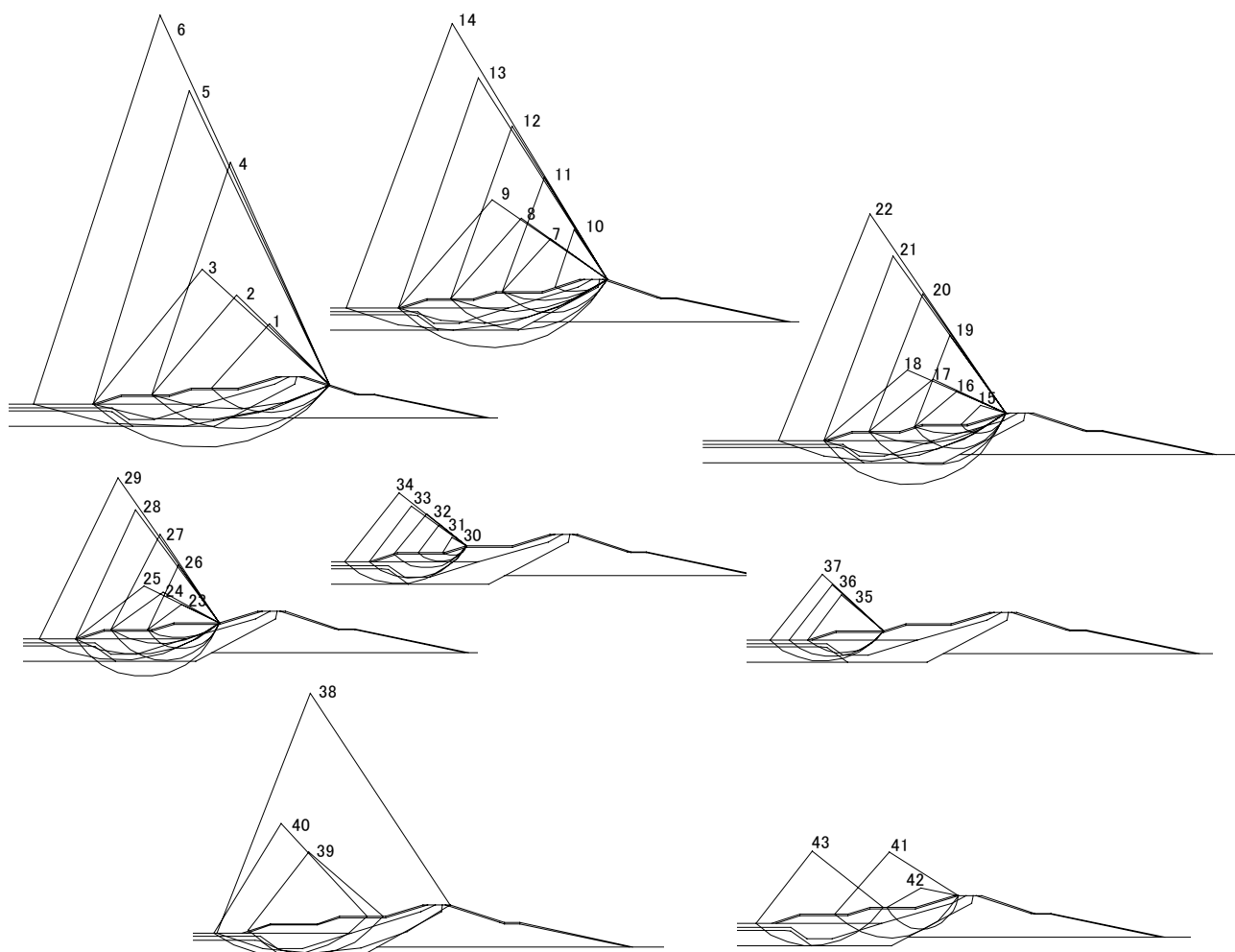


図-例 2.4.13 想定すべり面（上流側）

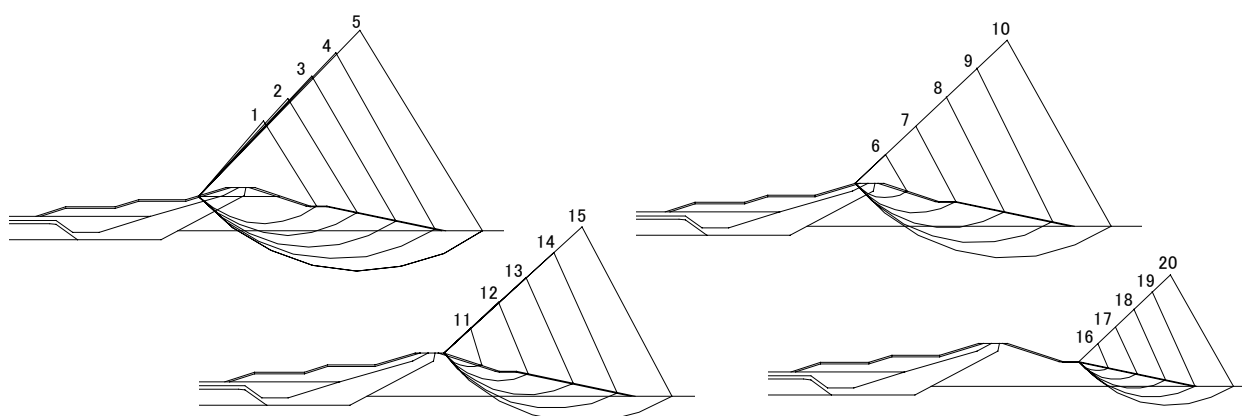


図-例 2.4.14 想定すべり面（下流側）

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。

- a) 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。
- b) 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-例 2.4.6 に示す。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 1～2、4～8、10～17、19～24、28～29、33～43 において、また下流面の想定すべり面 7 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 4～6、10～14、21～22、28～29、38～40 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、本モデルダムについては、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。

表-例 2.4.6 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)		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)	
			a)の方法	b)の方法				a)の方法	b)の方法
上流側	1	0.804	0.904	1.268	上流側	33	0.617	0.861	1.326
	2	0.644	0.937	1.344		34	0.560	0.836	1.241
	3	0.497	1.112	1.425		35	0.624	0.965	1.592
	4	0.831	0.890	0.992		36	0.582	0.863	1.330
	5	0.678	0.843	0.912		37	0.547	0.829	1.128
	6	0.586	0.857	0.895		38	0.630	0.747	0.801
	7	0.859	0.829	1.178		39	0.630	0.739	0.976
	8	0.685	0.800	1.167		40	0.578	0.753	0.936
	9	0.511	1.059	1.383		41	0.764	0.729	1.173
	10	1.058	0.890	0.945		42	0.850	0.830	1.678
	11	0.967	0.821	0.928		43	0.578	0.790	1.074
	12	0.850	0.865	0.977	下流側	1	-0.629	1.113	1.321
	13	0.690	0.818	0.857		2	-0.505	1.361	1.623
	14	0.591	0.778	0.784		3	-0.419	1.428	1.679
	15	0.966	0.770	1.427		4	-0.376	1.354	1.634
	16	0.831	0.781	1.335		5	-0.349	1.282	1.566
	17	0.666	0.897	1.476		6	-0.814	1.063	1.274
	18	0.487	1.115	1.687		7	-0.632	0.974	1.197
	19	0.942	0.978	1.074		8	-0.487	1.232	1.522
	20	0.836	0.989	1.100		9	-0.409	1.280	1.605
	21	0.685	0.863	0.920		10	-0.373	1.171	1.471
	22	0.598	0.789	0.822		11	-0.738	1.566	2.059
	23	0.797	0.853	1.669		12	-0.582	1.157	1.450
	24	0.676	0.794	1.430		13	-0.491	1.216	1.504
	25	0.516	1.091	1.719		14	-0.422	1.291	1.588
	26	0.866	1.028	1.384		15	-0.393	1.139	1.400
	27	0.781	1.088	1.281		16	-0.563	2.108	2.148
	28	0.664	0.845	0.998		17	-0.520	1.430	1.726
	29	0.589	0.768	0.889		18	-0.476	1.390	1.671
	30	0.852	1.689	2.600		19	-0.443	1.191	1.425
	31	0.747	1.373	1.867		20	-0.423	1.055	1.256
	32	0.687	1.363	1.790					

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。

$$k_h = \frac{\iint \rho(x,y) \alpha(x,y) dx dy}{g \iint \rho(x,y) dx dy} \quad \text{ここに、} \rho(x,y) : \text{堤体内各点の密度、}$$

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

注 2) すべり安全率 F_s は、以下の算定式による。

a) の方法

$$F_s = \frac{M_R}{M_{DW} + M_{DKH}} = \frac{M_{RW} + M_{RC} - k_{h0} M_{RK}}{M_{DW} + k_{h0} M_{DK}}$$

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_{h0} : 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

$$F_s = \frac{\sum_{i=1}^M l_i (c_i + \sigma_{ni}' \tan \phi_i) + \sum_{j=1}^P l_j (c_j + \sigma_{nj}' \tan \phi_j) + \sum_{k=1}^Q l_k (c_k + \sigma_{nk}' \tan \phi_k) + \sum_{u=1}^R l_u (c_u + \sigma_{nu}' \tan \phi_u) + \sum_{v=1}^S l_v (c_v + \sigma_{nv}' \tan \phi_v) + \sum_{w=1}^T l_w (c_w + \sigma_{nw}' \tan \phi_w)}{\sum_{i=1}^M \tau_{Si} l_i + \sum_{j=1}^P \tau_{Sj} l_j + \sum_{k=1}^Q \tau_{Sk} l_k + \sum_{u=1}^R \tau_{Su} l_u + \sum_{v=1}^S \tau_{Sv} l_v + \sum_{w=1}^T \tau_{Sw} l_w}$$

ここに、 M : すべり線を通過する要素のうちゾーンⅠを通過する要素の数、 P : すべり線を通過する要素のうちゾーンⅡを

通過する要素の数、 Q : すべり線を通過する要素のうちゾーンⅡ'を通過する要素の数、 R : すべり線を通過する要素

のうちゾーンⅢを通過する要素の数、 S : すべり線を通過する要素のうち基礎地盤 (N 値 30) を通過する要素の数、

T : すべり線を通過する要素のうち基礎地盤 (N 値 50 以上) を通過する要素の数、 i, j, k, u, v, w : i, j, k, u, v, w 番目要素、

l : すべり面上の要素 i, j, k, u, v, w を通過するすべり線長さ、 c_i, ϕ_i : 要素 i の強度定数 (ゾーンⅠ)、

c_j, ϕ_j : 要素 j の強度定数 (ゾーンⅡ)、 c_k, ϕ_k : 要素 k の強度定数 (ゾーンⅡ')、 c_u, ϕ_u : 要素 u の強度定数 (ゾー

ンⅢ)、 c_v, ϕ_v : 要素 v の強度定数 (基礎地盤 N 値 30)、 c_w, ϕ_w : 要素 w の強度定数 (基礎地盤 N 値 50 以上)、

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

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

(4) すべり変形に基づく塑性変形解析による越流に対する安全性の検討

(3) 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 2.4.8 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、すべり安全率が 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。

本モデルダムでは 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 38 で約 6cm、b) の方法で想定すべり面 14 で約 4cm 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 2.4.8 すべり変形量の算定結果

すべり面 位置	面 番号	すべり変位量 ^{注)}		すべり面 位置	面 番号	すべり変位量 ^{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	1	0.742	0	上 流 側	22	3.275	1.753
	2	0.286	0		23	1.644	0
	4	0.801	0		24	1.504	0
	5	1.700	0.466		28	1.383	0
	6	1.466	0.603		29	3.339	0.771
	7	2.600	0		33	0.965	0
	8	3.287	0		34	1.576	0
	10	0.962	0.071		35	0.048	0
	11	2.334	0.579		36	0.886	0
	12	1.178	0.085		37	1.446	0
	13	2.231	1.142		38	5.676	2.973
	14	4.061	3.728		39	5.540	0.232
	15	5.611	0		40	3.129	0.224
	16	3.458	0		41	6.605	0
	17	0.744	0		42	3.045	0
	19	0.023	0		43	2.577	0
	21	1.120	0.284	下流側	7	-0.042	0

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 を超えている時刻について、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まる。

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

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} を超えている時刻について、次式により算定した。

$$D_{rh} = \int_{t_0}^{t_l} \int_0^{\tau} (k_h - k_{rh}) g d\tau dt$$

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_l : 土塊の速度が 0 となる時刻

(5) 浸透破壊に対する安全性の検討

(3)および(4)の検討結果から、本ダムでは、上流面（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、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。

(6) 液状化部の強度を低減させた場合の安全性の検討

図-例 2.4.15 に示す液状化部を切って最大すべり変位量が発生した円弧 38 を含む 3 つの円弧について、極端ではあるが、液状化部の強度を 0、ピーク強度の 1/3、2/3 としたすべり変位量（Newmark 法）を計算した結果を図-例 2.4.16 に示す。その値はピーク強度の 2/3 では 8cm～10cm 程度、ピーク強度の 1/3 では 13cm～16cm 程度、液状化部の強度を 0 では 19cm～28cm 程度にお

さまっている。この結果からも液状化の範囲を局所的とした判断は妥当であることがわかる。なお、表層部の薄いゾーンⅡ'は液状化していないが、その直下の基礎地盤の液状化に伴い大きな変位を受け結果的に抵抗力が小さくなるものと考え、ここでは液状化部として扱っている。

また、極端ではあるが、液状化した基礎の強度を 0 とした時の常時のすべりの安全率を表-例 2.4.9 に示す。安全率は 4～5 程度になっており、安全率は十分確保されているものと考えられる。

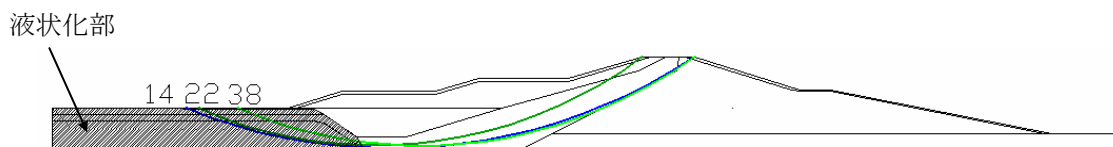


図-例 2.4.15 液状化部を切って最大すべり変位量が発生した円弧を含む天端付近のすべり面

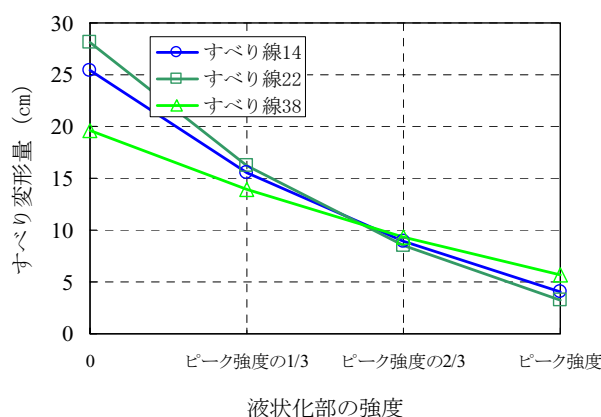


表-例 2.4.9 液状化した基礎の強度を 0 とした時の常時のすべり安全率

すべり面	液状化強度 0 とした時の 常時安全率
14	4.51
22	4.32
38	5.01

図-例 2.4.16 液状化部の強度を低減させた場合のすべり変形量

(7) 有効応力法に基づく動的弾塑性解析による沈下量の検討

解析終了時点における変形図、変形ベクトル図を図-例 2.4.17、図-例 2.4.18 に示す。なお、解析終了時刻は変位の収束および過剰間隙水圧の消散を考慮して 170 秒とした。

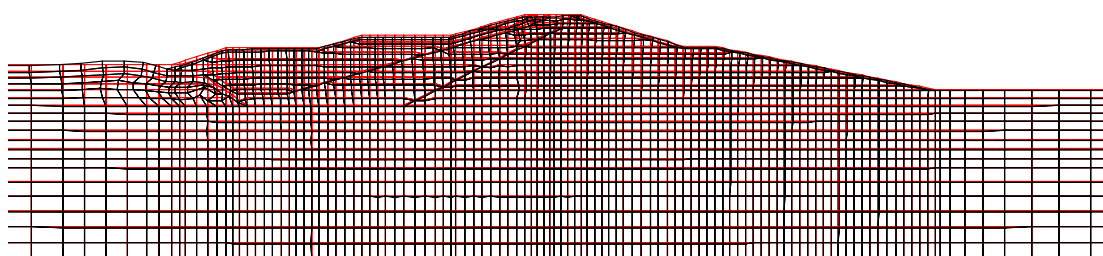


図-例 2.4.17 変形図 (時刻 : 170 秒)

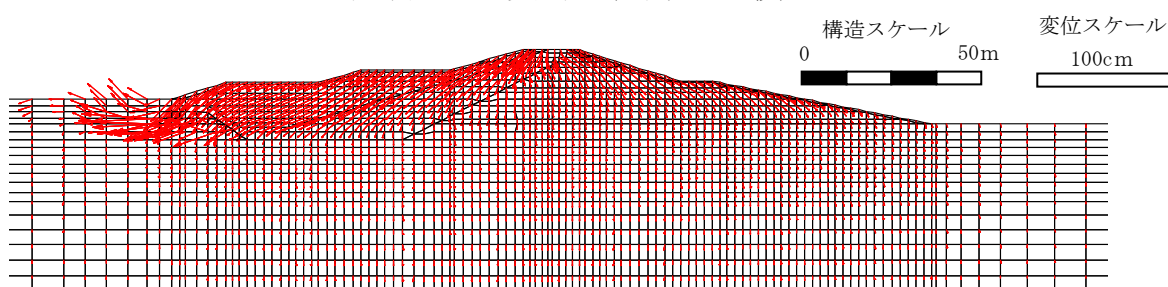


図-例 2.4.18 変形ベクトル図 (時刻 : 170 秒)

解析終了時点における過剰間隙水圧比分布を図-例 2.4.19 に示す。過剰間隙水圧比は 1.0 で完全液状化していることを示している。このことから図-例 2.4.19 コンター図が 1.0 に近い範囲は液状化していると想定され、図-例 2.4.19 と図-例 2.4.10 と比較した場合には大きな差は見られず、また液状化していると想定される範囲は上流プランケットの N 値 30 の部分に対応している。

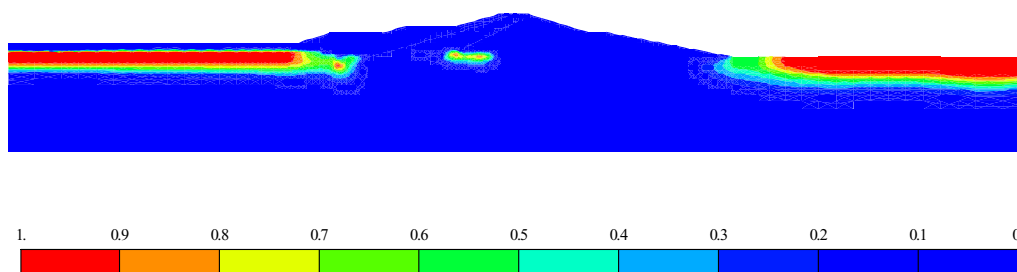


図-例 2.4.19 過剰間隙水圧比分布（時刻：170 秒）

有効応力法に基づく弾塑性解析による解析終了時点における水平変位分布、鉛直変位分布を図-例 2.4.20、図-例 2.4.21 に示す。これらの図から、170 秒後の水平変位は、天端中央部では上流側に約 2cm、天端最上流部では上流方向に約 9cm、天端最下流部では下流方向に約 10cm、170 秒後の鉛直変位は、天端中央部で下方向に約 10cm、天端最上流部では下方向に約 12cm、天端部最下流部では下方向に約 7cm である。

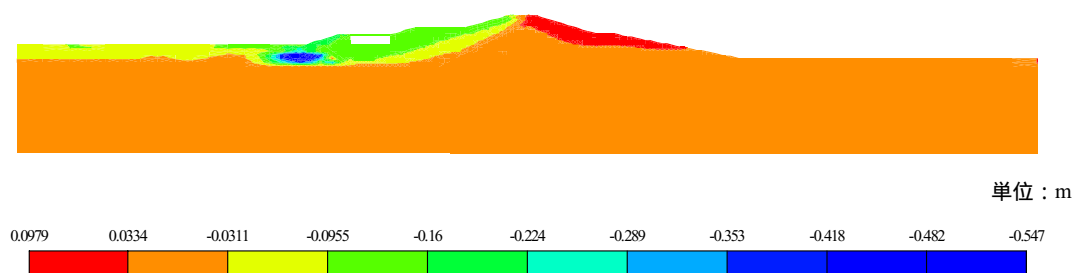


図-例 2.4.20 水平変位分布（時刻：170 秒）

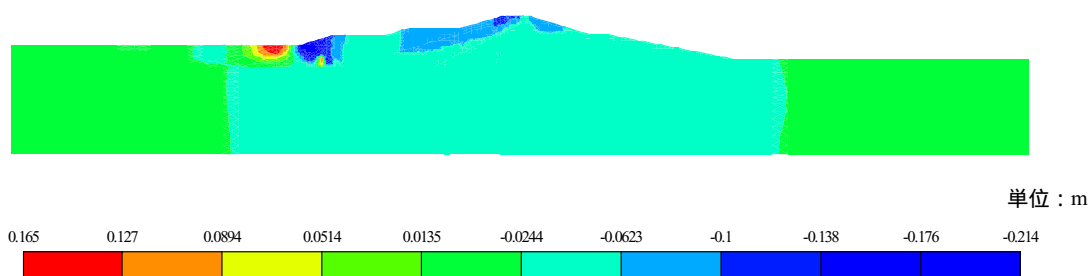


図-例 2.4.21 鉛直変位分布（時刻：170 秒）

図-例 2.4.18 の変形ベクトル図から、堤体上流側の変形範囲は、塑性変形解析での液状化部を切って最大すべり変位量が発生した円弧を含む天端付近のすべり面 22 と概ね一致している。

また Newmark 法でのすべり面 22 の塑性変形解析結果と、有効応力法に基づく動的弾塑性解析による解析終了時点（時刻：170 秒）における結果を比較したものを表-例 2.4.10、液状化部を切って最大すべり変位量が発生した円弧を含む天端付近のすべり面の塑性変形解析結果と、有効応

力法に基づく動的弾塑性解析による解析終了時点（時刻：170 秒）における結果を比較したものを図-例 2.4.22、図-例 2.4.23 に示す。塑性変形解析からすべり面 22 の鉛直変位は 2.0～16.9cm であり、有効応力法に基づく動的弾塑性解析による解析終了時点（時刻：170 秒）における天端中央の鉛直変位 10.1cm は、塑性変形解析結果の範囲内となった。

以上から、想定される沈下量は 1m 以内であり、貯水の越流に対する安全性は十分に確保されていると判断される。また、上流面において変位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変位であり、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。

表-例 2.4.10 Newmark 法での塑性変形解析結果と有効応力法に基づく動的弾塑性解析結果の比較

	すべり変形量 (cm)	水平変位 (cm)	鉛直変位 (cm)	備考
Newmark 法での塑性変形解析	3.3	2.6	2.0	すべり面 22
Newmark 法での塑性変形解析 (液状化部の強度をピーク強度の 2/3 とした時のすべり変形量)	8.5	6.8	5.1	すべり面 22
Newmark 法での塑性変形解析 (液状化部の強度をピーク強度の 1/3 とした時のすべり変形量)	16.2	12.9	9.7	すべり面 22
Newmark 法での塑性変形解析 (液状化強度 0 とした時のすべり変形量)	28.1	22.4	16.9	すべり面 22
有効応力法に基づく動的弾塑性解析	—	2.1	10.1	天端中央

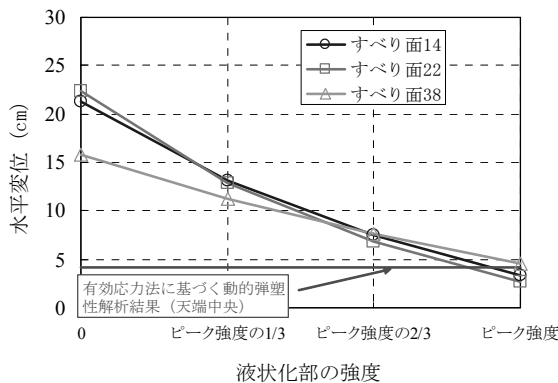


図-例 2.4.22 Newmark 法での塑性変形解析結果と有効応力法に基づく動的弾塑性解析結果の比較（水平変位）

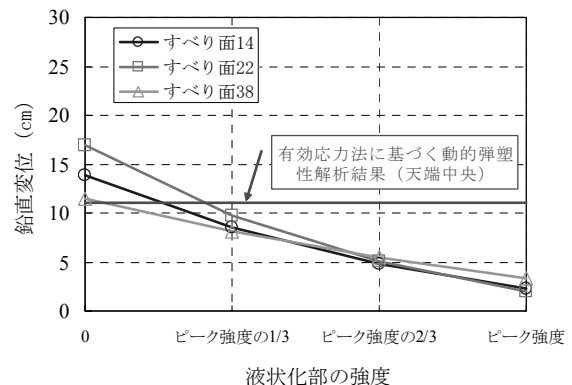


図-例 2.4.23 Newmark 法での塑性変形解析結果と有効応力法に基づく動的弾塑性解析結果の比較（鉛直変位）

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、また、上流側ですべりが想定されるが、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。