

第7章 解析手法及び結果

7.1 解析断面の設定

耐震性を検証する代表断面として、堤体構造が異なる河内堤、中堤、東堤ごとに3つの解析断面を設定した。

解析断面を設定するにあたっては、各堤体内でも、横断構造、堤体地質構成、基盤までの深さ等が変化していることから、堤体毎に複数の断面を選定した後、予備解析を実施して、その変状から最終的な検証断面である解析断面を決定した。

具体的には、断面の選定にあたっては、地震による揺れの時間や大きさにより影響が異なることが想定されることから、

- ・選定断面ごとに固有周期を求め、堤体の共振のしやすさ
- ・簡易的に計算できるニューマーク法により地震時の堤体のすべり量を算定し、地震時に最も危険な断面を判定して解析断面を設定した。

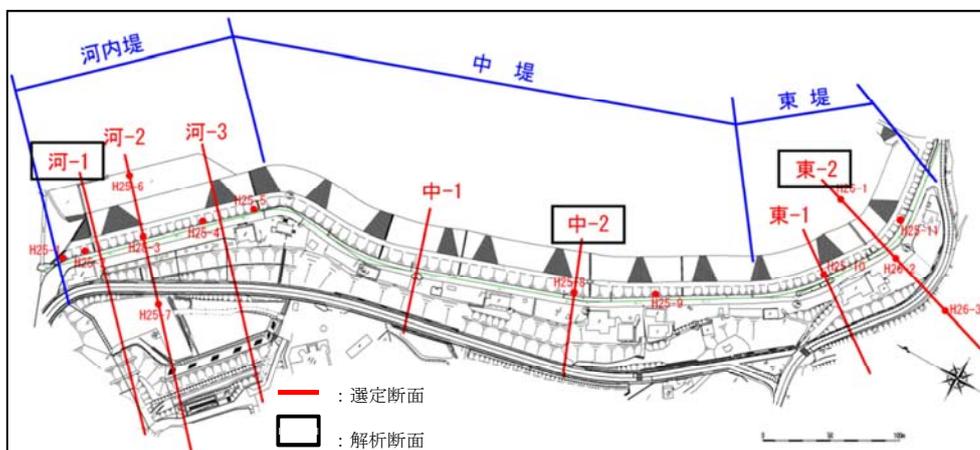


図 7.1.1 選定断面及び解析断面位置図

解析断面は、予備解析における各断面の固有周期に大きな差はなかったため、堤体のすべり量などから判定した。

解析断面とその設定理由を表 7.1.1 に示す。

表 7.1.1 解析断面の設定理由

位置	断面	設定理由
河内堤	河-1	上流側法面のすべり量が最も大きい河-1 を解析断面とした。
中堤	中-2	すべり量は、中-1 では僅か。中-2 ではすべりは生じないが、中-2 は基盤岩が最も深く、揺れが増幅すると推定されることや、火山灰層、亜炭層など地質が複雑であることから中-2 を解析断面とした。
東堤	東-2	上・下流側法面ともにすべり量が大きい東-2 を解析断面とした。

各解析断面の地質横断図を図 7.1.2～図 7.1.4 に示す。

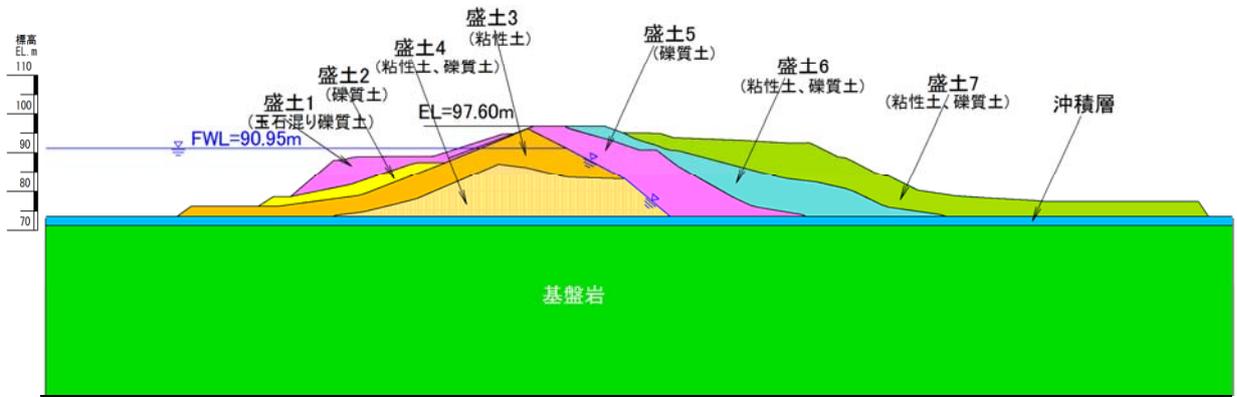


図 7.1.2 河内堤 地質横断図(河-1)

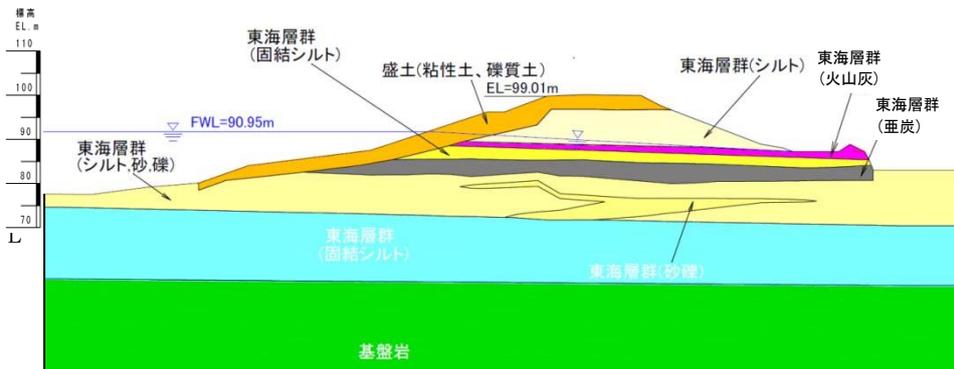


図 7.1.3 中堤 地質横断図(中-2)

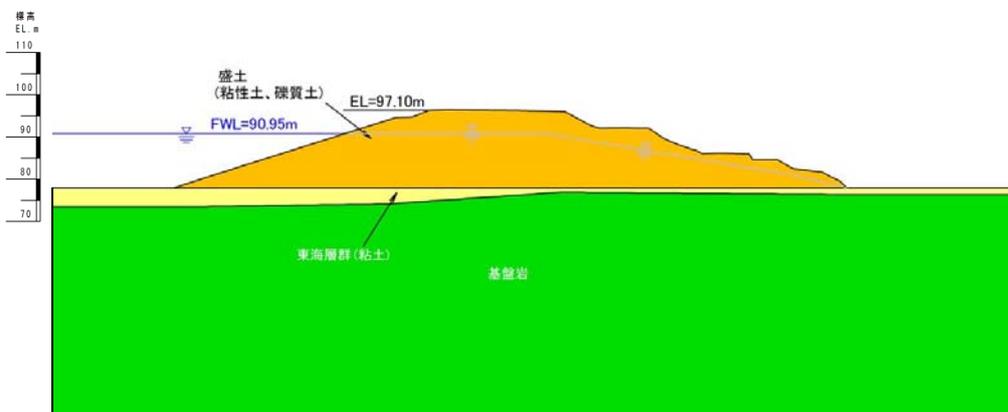


図 7.1.4 東堤 地質横断図(東-2)

7.2 解析手法

築造年代が古いため池は近代的な設計・施工方法で築造されていないため、現行のため池整備指針の基準値に比較して堤体土の締固め度が不足しているものが多くみられる。このようなため池は、強い地震動が作用した場合、地震動による繰返し荷重によって堤体土の強度が時間の経過とともに低下する場合がある。

平成 23 年 3 月 11 日に発生した東北地方太平洋沖地震で決壊した藤沼湖については「福島県農業用ダム・ため池耐震性検証委員会」で、その決壊原因を土質調査と数値解析により詳細に検証・説明している。そのもっとも大きな素因として

- ・大きな地震動が長時間作用したこと。
- ・全体的に堤体の締固め度が近代的な施工方法と比較すると小さく、地震時に強度低下を示すこと。

が挙げられている。

入鹿池の築堤も 1633 年と古く、近代的な施工方法と比較すると締固め度が部分的に小さいことが想定され、ボーリング調査でも堤体の一部に低い値が得られている。堤体の構築年代や構築方法、使用している築堤材料などを総合的に勘案して、地震による堤体土の強度低下と想定される地震動（地震動の大きさ、継続時間）を考慮した解析手法を取り入れることが不可欠と判断した。具体的には、地震動の継続時間を間接的に導入し、堤体の塑性すべり量を定量的に算定できる手法としてニューマーク法を採用することとした。特に、本委員会では、従来のニューマーク法による解析手法に、堤体土が繰返し荷重を受けて強度低下する現象を導入した「詳細ニューマーク D 法⁴⁾」を用いて解析することとした。

さらに、円弧すべりに限定した解析手法である詳細ニューマーク D 法では捕えきれない局所的な堤体の変状の影響を総合的に判断するために、有限要素法による動的応答解析を実施することとした。動的応答解析の対象断面は、過去に破堤した経歴があり複雑な土質構成となっている河内堤とした。有限要素法による数値解析では、土の限界状態を厳密に予測できることが重要である。また、堤体の変形に伴って最大強度から残留強度にいたる軟化現象を再現できることで、堤体の残留変形量を正確に予測することが可能となる。以上のことから、地震時の揺すり込み沈下や、局所的なひずみの発達と残留変形を確認できる「動的応答解析 (NONSOLAN)⁵⁾」を採用した。

[採用した解析手法]

- ・ 基 本：詳細ニューマーク D 法
円弧のすべり量から堤体天端の沈下量を解析する。
- ・ 詳細解析：動的応答解析 (NONSOLAN)
堤体内部の挙動の確認と残留変位量、すべりに発達するせん断ひずみの発生とその進展の可能性を解析する。

(1) 詳細ニューマーク D 法による解析

1) 解析手法の概要

詳細ニューマーク D 法は、地震動のすべての波を対象として、すべりの発生の有無を判断して塑性すべり量を算定するもので、地震時における過剰間隙水圧発生に伴う堤体材料の強度低下を考慮できることから、長時間継続する地震に対しても正確に累積塑性すべり量を算出することができる。すべりの形状は円弧を仮定している。

解析手法の特徴を表 7.2.1 に示す。

表 7.2.1 詳細ニューマーク D 法の特徴

特徴	内容
①全応力法	全応力強度 C_{cu}, ϕ_{cu} を採用
②過剰間隙水圧による強度低下	<ul style="list-style-type: none"> 過剰間隙水圧上昇による強度低下を全応力強度として考慮 円弧スライス底面の応答波形から、損傷度を算定し、強度低下量を求める
③すべり計算	すべり計算は従来のニューマーク法と同じ原理を適用
④堤体の地震応答の算出	<ul style="list-style-type: none"> 堤体材料の非線形性を考慮できる等価線形化手法を適用し、堤体の応答加速度、応力を算定する。

計算手順を図 7.2.1 に示す。

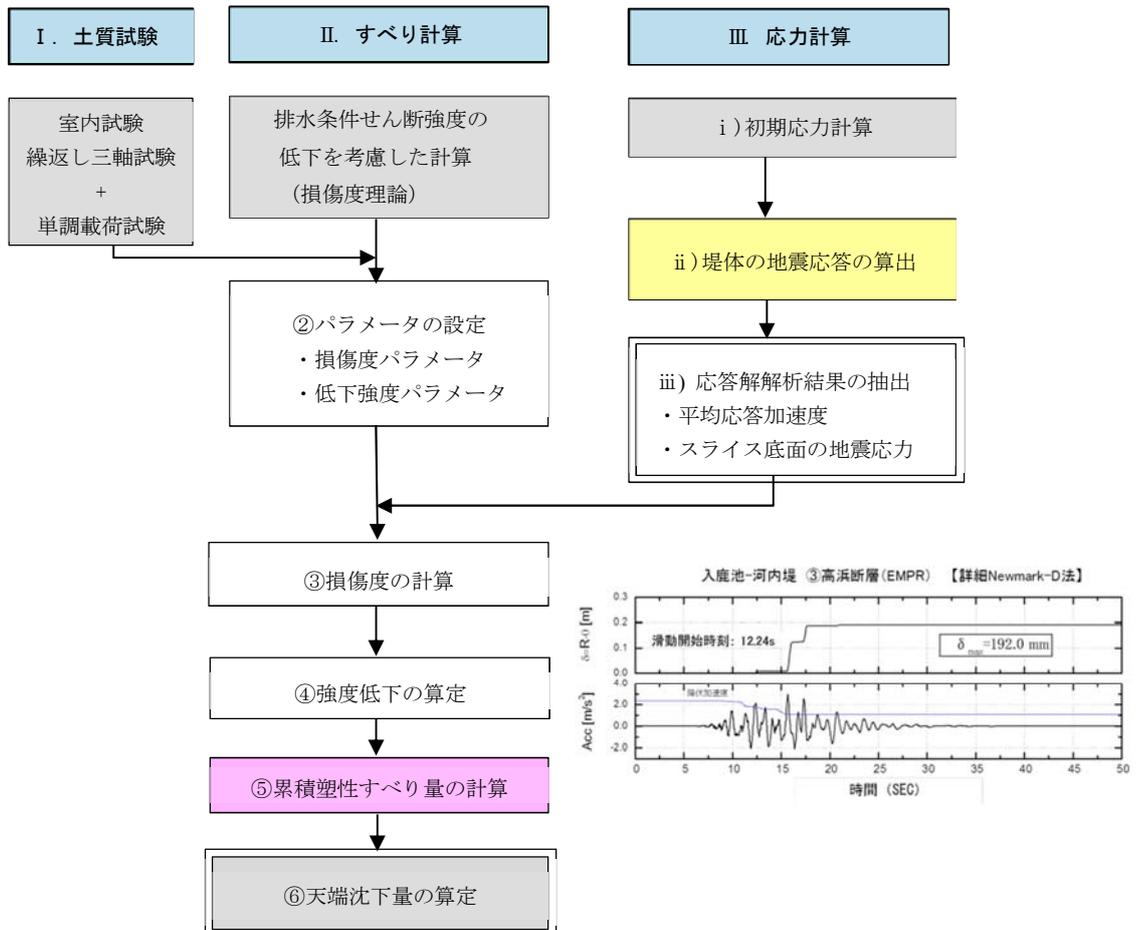
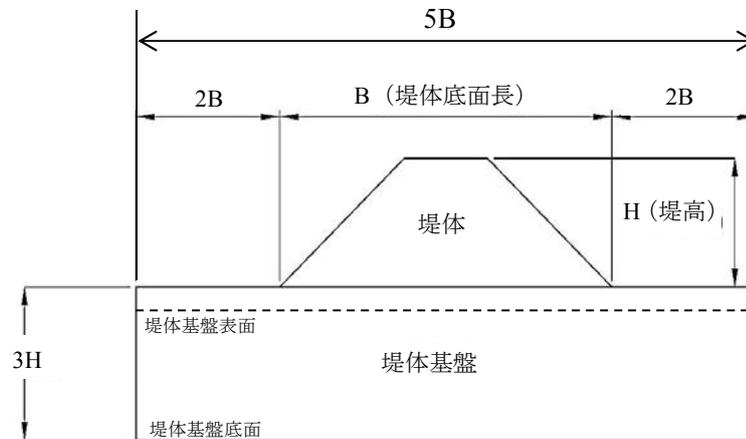


図 7.2.1 詳細ニューマーク D 法のフロー図

2) 解析モデル領域の設定

解析モデル領域は、図 7.2.2 に示すように、水平方向に $5B$ (B : 堤体底面長)、鉛直方向に $3H$ (H : 堤高) を基本とした。



入力地震波 : 底面粘性境界条件であることから、堤体基盤表面で想定地震動(2E波)となるよう 2E波の1/2であるE波を堤体基盤底面に入力。

図 7.2.2 解析モデル領域

3) 解析パラメータの設定

(7) 基本方針

解析パラメータにおいて、全応力強度(C_{cu} : 粘着力、 ϕ_{cu} : 内部摩擦角など)などは、安全側の立場から、複数の試験結果で得られた値の中の「最低値」とし、強度以外の単位体積重量や変形特性等については試験結果の「平均値」を採用した。

(4) 解析パラメータ

各解析断面に用いたパラメータを表 7.2.2～表 7.2.4 に示す。

表 7.2.3 中堤の解析パラメータ

【中堤】
・初期応力解析

ゾーン区分	単位体積重量		変形特性						
	湿潤重量 γt kN/m ³	飽和重量 γsat kN/m ³	弾性係数 E MN/m ²	ポアソン比 ν	Duncan-Changパラメータ				
					K	n	Rf	粘着力 C kN/m ²	内部摩擦角 ϕ °
盛土	20.6	20.8	-	0.45	105	0.86	0.88	31.0	15.5
	密度試験値		-	文献値③	三軸圧縮試験(不攪乱土)				
シルト	17.8	17.9	-	0.40	200	1.21	0.73	45.0	14.5
	密度試験値		-	文献値③	三軸圧縮試験(不攪乱土)				
火山灰	15.5	15.7	64	0.40	-	-	-	569.0	14.0
	密度試験値		推定値	文献値③	-				
固結シルト	18.7	18.7	120	0.40	-	-	-	231.0	19.5
	密度試験値		推定値	文献値③	-				
亜炭	14.3	14.4	140	0.40	-	-	-	93.0	31.5
	密度試験値		推定値	文献値③	-				
シルト、砂、礫	20.6	20.7	78	0.40	-	-	-	101.0	21.5
	シルト、砂、礫の試験値		推定値	文献値③	-				
砂礫	20.6	20.7	78	0.40	-	-	-	101.0	21.5
	密度試験値		推定値	文献値③	-				
基盤岩 (美濃帯)	21.7	21.7	200	0.35	-	-	-	-	-
	河内堤の試験値		文献値①&②						

・地震応答解析(詳細ニューマーク D 法)

ゾーン区分	単位体積重量		せん断特性		変形特性				損傷特性						
	湿潤重量 γt kN/m ³	飽和重量 γsat kN/m ³	粘着力 C kN/m ²	内部摩擦角 ϕ °	初期せん断剛性 G_0 MN/m ²	動ポアソン比 νd	最大履歴減衰率 $hmax$ (%)	基準ひずみ γr (%)	見掛け強度曲線パラメータ						
									項目	基本式 C_{mob} or $\phi_{mob} = A1 \cdot \exp(-(DA/t1)^{d1}) + A2 \cdot \exp(-(DA/t2)^{d2})$					
盛土	20.6	20.8	31.0	15.5	139	0.42	GHE モデル (適用パラメータ は下表参照)	粘着力	$A1$	$t1$	$d1$	$A2$	$t2$	$d2$	
	密度試験値		三軸圧縮試験(不攪乱土)		PS検層値				内部摩擦角	31.00	25.94	2.34	0.00	1.00	1.00
シルト	17.8	17.9	45.0	14.5	94	0.43	粘着力	内部摩擦角	43.46	49.44	1.47	1.54	1.48	1.00	
	密度試験値		三軸圧縮試験(不攪乱土)		PS検層値				内部摩擦角	13.80	32.80	2.16	0.70	1.69	1.00
火山灰	15.5	15.7	569.0	14.0	130	0.43	4.00	-	-	-	-	-	-	-	
	密度試験値		三軸圧縮試験(不攪乱土)		PS検層値		文献値⑤	内部摩擦角	-	-	-	-	-	-	-
固結シルト	18.7	18.7	231.0	19.5	468	0.45	4.00	-	-	-	-	-	-	-	
	密度試験値		三軸圧縮試験(不攪乱土)		PS検層値		文献値⑤	内部摩擦角	-	-	-	-	-	-	-
亜炭	14.3	14.4	93.0	31.5	433	0.45	4.00	-	-	-	-	-	-	-	
	密度試験値		三軸圧縮試験(不攪乱土)		PS検層値		文献値⑤	内部摩擦角	-	-	-	-	-	-	-
シルト、砂、礫	20.6	20.7	101.0	21.5	330	0.47	4.00	-	-	-	-	-	-	-	
	シルト、砂、礫の試験値		三軸圧縮試験(不攪乱土)		PS検層値		文献値⑤	内部摩擦角	-	-	-	-	-	-	-
砂礫	20.6	20.7	101.0	21.5	330	0.47	4.00	-	-	-	-	-	-	-	
	密度試験値		シルト、砂、礫の試験値		PS検層値		文献値⑤	内部摩擦角	-	-	-	-	-	-	-
基盤岩 (美濃帯)	21.7	21.7	-	-	1033	0.44	4.00	-	-	-	-	-	-	-	
	河内堤の試験値		-		PS検層値		文献値④	内部摩擦角	-	-	-	-	-	-	-

【参考文献①～⑤】

- ① 地盤調査の方法と解説：地盤工学会 p135⁶⁾
- ② 設計用地盤定数の決め方 岩盤編：地盤工学会 p144⁷⁾
- ③ 設計用地盤定数の決め方 土質編：地盤工学会 p90⁸⁾
- ④ 動的解析と耐震設計[第3巻]エネルギー施設：土木学会編 p43⁹⁾
- ⑤ 設計用地盤定数の決め方 岩盤編：地盤工学会 p218¹⁰⁾

・GHE モデル^{11～12)}

	$C1(0)$	$C1(\infty)$	$C2(0)$	$C2(\infty)$	α	β	$hmax$ [%]	βh	c [kPa]	ϕ [°]
盛土	1.000	0.650	0.670	0.870	0.796	0.076	22.800	0.786	31.0	15.5
シルト	1.000	0.690	0.430	0.510	0.796	0.076	20.000	0.938	45.0	14.5

【中-2】

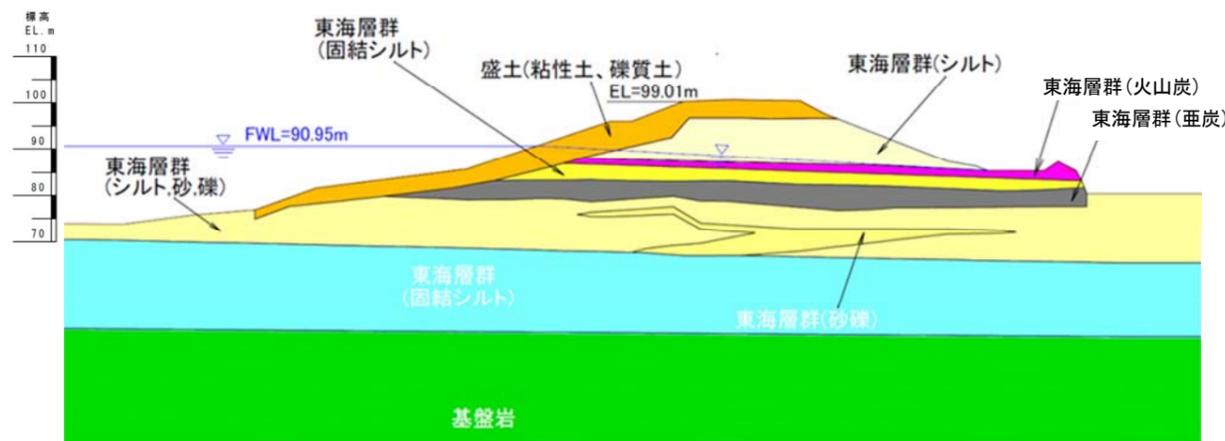


図 7.2.5 中堤 地質横断面図

境界条件

- a) 自重解析：地盤底面は固定境界、側面は鉛直ローラ境界
- b) 動的解析：地盤底面は粘性境界、側面はエネルギー伝達境界

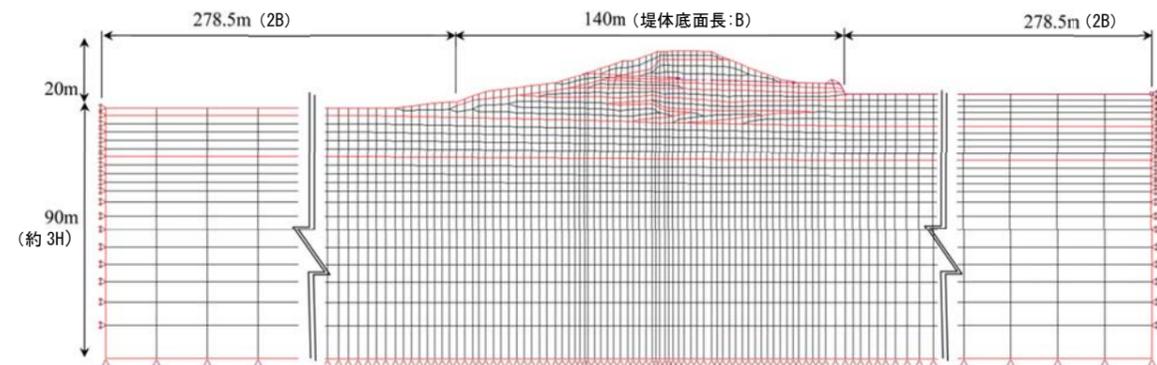


図 7.2.6 中堤 解析メッシュモデル

【東堤】

・初期応力解析

ゾーン区分	単位体積重量		変形特性						
	湿潤重量 γ_t kN/m ³	飽和重量 γ_{sat} kN/m ³	弾性係数 E MN/m ²	ポアソン比 ν	Duncan-Changパラメータ				
					K	n	Rf	粘着力 C kN/m ²	内部摩擦角 ϕ °
盛土	20.7	20.7	-	0.45	150	0.53	0.88	32.0	22.0
	密度試験値		-	文献値	三軸圧縮試験(不攪乱/攪乱土)				
東群海層 粘土、砂、礫	20.9	21.1	-	0.40	257	0.62	0.96	108.0	15.0
	密度試験値		-	文献値③	三軸圧縮試験(不攪乱土)				
基盤岩 (美濃帯)	24.0	24.0	200	0.35	-	-	-	-	-
	密度検層値		文献値①&②		-				

【参考文献①～④】

- ① 地盤調査の方法と解説：地盤工学会 p135⁶⁾
- ② 設計用地盤定数の決め方 岩盤編：地盤工学会 p144⁷⁾
- ③ 設計用地盤定数の決め方 土質編：地盤工学会 p90⁸⁾
- ④ 設計用地盤定数の決め方 岩盤編：地盤工学会 p218¹⁰⁾

表 7.2.4 東堤の解析パラメータ

・地震応答解析(詳細ニューマーク D 法)

ゾーン区分	単位体積重量		せん断特性		変形特性				損傷特性						
	湿潤重量 γ_t kN/m ³	飽和重量 γ_{sat} kN/m ³	粘着力 C kN/m ²	内部摩擦角 ϕ °	初期せん断剛性 G_0 MN/m ²	動ポアソン比 ν_d	最大履歴減衰率 h_{max} (%)	基準ひずみ γ_r (%)	見掛け強度曲線パラメータ						
									項目	基本式 $C_{mob} \text{ or } \phi_{mob} = A1 \cdot \exp(-(DA/t1)^{d1}) + A2 \cdot \exp(-(DA/t2)^{d2})$					
										$A1$	$t1$	$d1$	$A2$	$t2$	$d2$
盛土	20.7	20.7	24.0(最低)	21.0(最低)	225	0.37	GHE モデル (適用パラメータ は下表参照)		粘着力	34.39	7634.25	1.20	5.61	2.03	1.20
	密度試験値		三軸圧縮試験(不攪乱土)		PS検層値				内部摩擦角	20.44	3715.84	2.35	3.06	2.12	1.00
東群海層 粘土、砂、礫	20.9	21.1	71.0(最低)	8.5(最低)	228	0.44			粘着力	49.64	7514.25	1.08	21.36	6.37	1.86
	密度試験値		三軸圧縮試験(不攪乱土)		PS検層値				内部摩擦角	5.75	3715.67	2.35	2.75	7.05	1.75
基盤岩 (美濃帯)	24.0	24.0	-	-	2212	0.39			粘着力	-	-	-	-	-	-
	密度検層値		-		PS検層値				内部摩擦角	-	-	-	-	-	-

・GHE モデル^{11~12)}

	$C1(0)$	$C1(\infty)$	$C2(0)$	$C2(\infty)$	α	β	h_{max} [%]	βh	c [kPa]	ϕ [°]
盛土	1.000	0.250	0.520	1.200	0.650	0.350	21.500	0.786	24.0	21.0
粘土、砂、礫	1.000	0.300	0.430	1.400	0.358	0.090	22.000	0.925	71.0	8.5

【東-2】

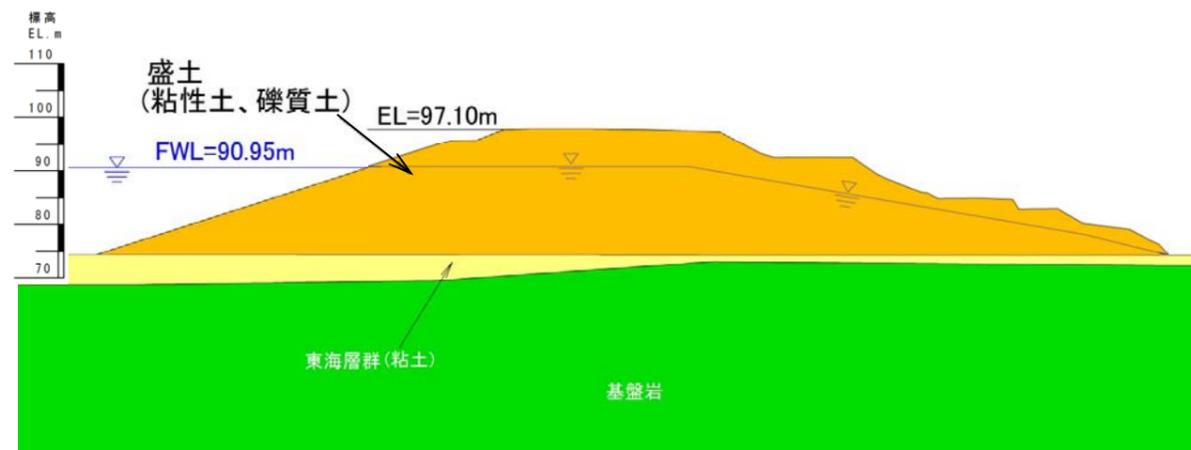


図 7.2.7 東堤 地質横断面図

境界条件

- a) 自重解析：地盤底面は固定境界、側面は鉛直ローラ境界
- b) 動的解析：地盤底面は粘性境界、側面はエネルギー伝達境界

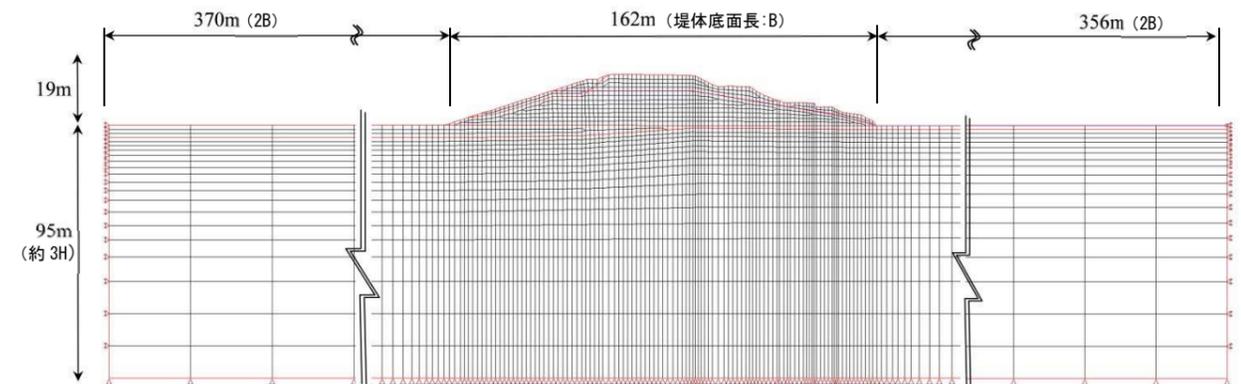


図 7.2.8 東堤 解析メッシュモデル

(2) 動的応答解析 (NONSOLAN) による解析

本解析は、詳細ニューマーク D 法の結果を補足するために行うもので、複雑な土質構成となっている河内堤を対象に、堤体内部の局所的な変位やひずみ分布を確認した。

計算手順の概要を図 7.2.9 に示す。

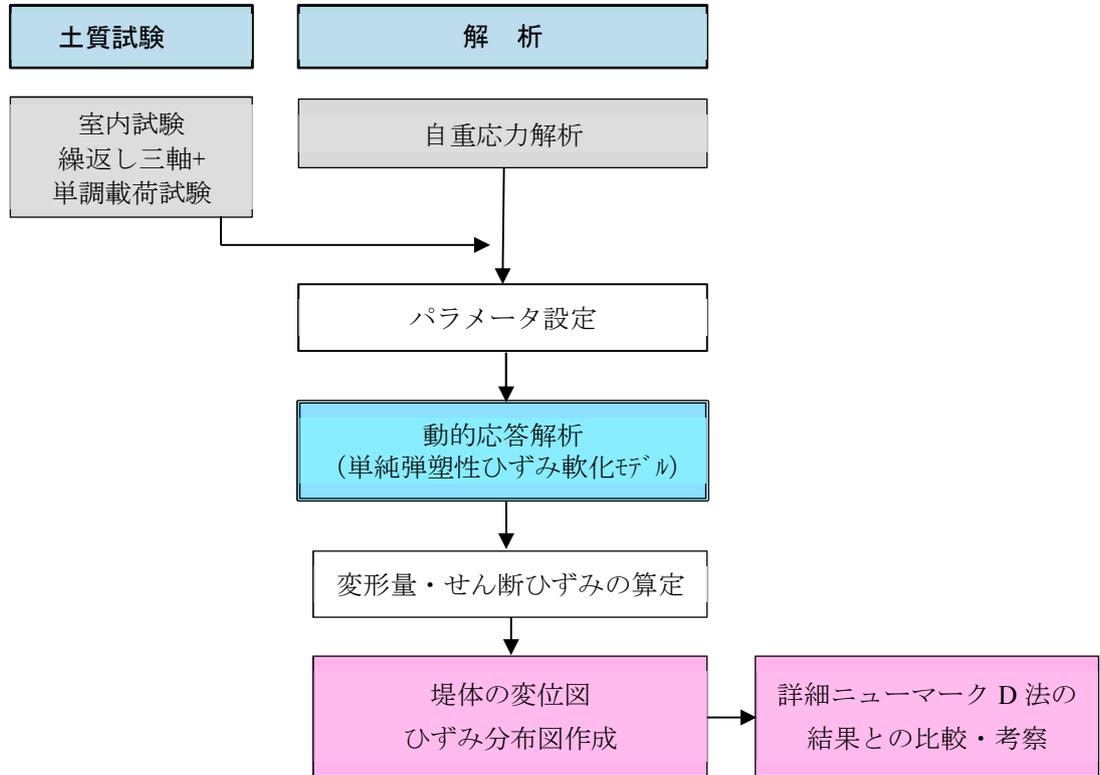
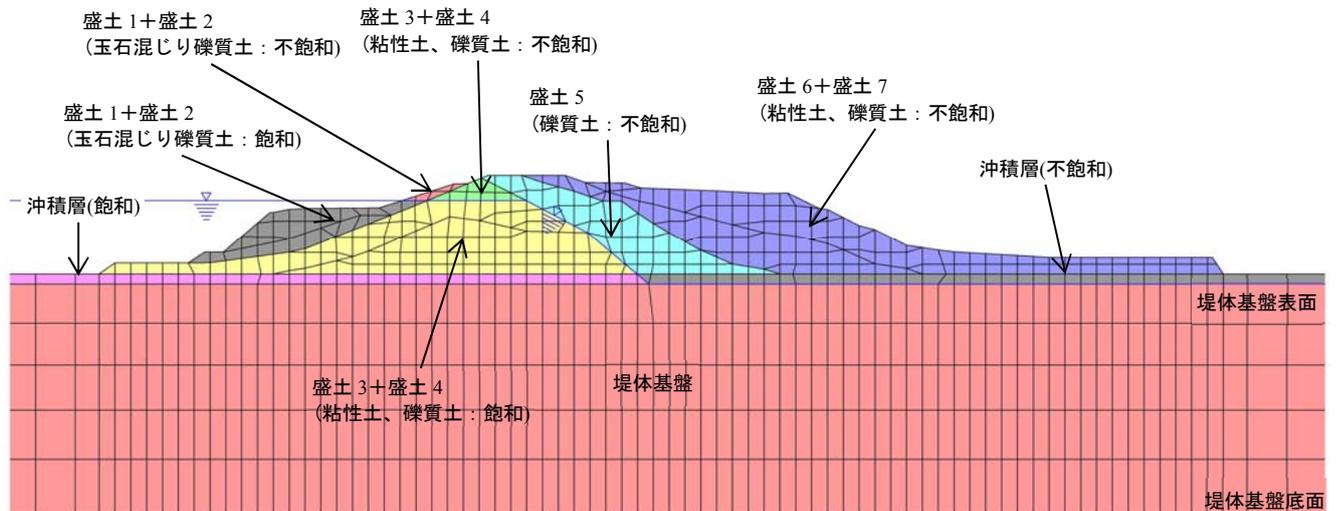


図 7.2.9 動的応答解析 (NONSOLAN) のフロー図

以下、動的応答解析 (NONSOLAN) の解析に用いたモデルを図 7.2.10 に示す。



入力地震波：底面固定拘束条件であることから、堤体基盤表面で想定地震波(2E)となるよう一次元地盤の地震応答解析により得られた応答波を堤体基礎底面に入力。

図 7.2.10 動的応答解析 (NONSOLAN) モデル図

7.3 解析結果

(1) 詳細ニューマーク D 法による解析結果

詳細ニューマーク D 法により、海溝型地震の「理論上最大想定モデル」、「過去地震最大モデル」と内陸活断層型地震の「猿投-高浜断層地震」において、各堤の上下流法面のすべり量より換算した堤体天端の沈下量を以下に示す。

猿投-高浜断層の地震動によって東堤の上流法面に 12.8cm の沈下が発生する結果となったが、理論上最大想定モデルと過去地震最大モデルについても大きな変形量は発生しない結果となった。

1) 理論上最大想定モデル

- ・河内堤・・・上流法面：1.2cm、下流法面：0.7cm
- ・中堤・・・上流法面：0.9cm、下流法面：0.0cm
- ・東堤・・・上流法面：4.3cm、下流法面：1.6cm

2) 過去地震最大モデル

河内堤、中堤及び東堤ともに沈下は生じない。

3) 猿投-高浜断層地震

- ・河内堤・・・上流法面：11.3cm、下流法面：0.1cm
- ・中堤・・・上流法面：8.9cm、下流法面：0.0cm
- ・東堤・・・上流法面：12.8cm、下流法面：8.4cm

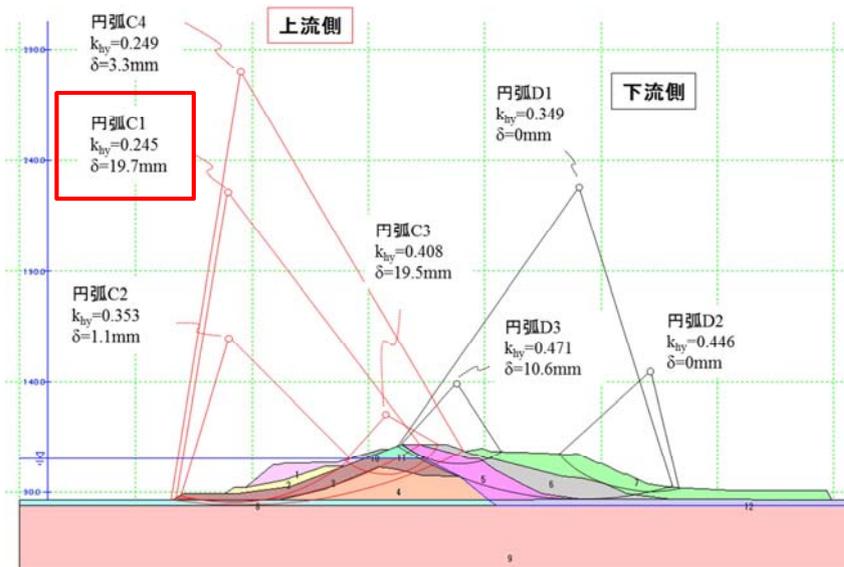
表 7.3.1 解析結果一覧（天端を通過する円弧の最大すべり量及び沈下量）

入力地震	項目	河内堤(河-1)		中堤(中-2)		東堤(東-2)	
		上流法面 (臨界)	下流法面 (臨界)	上流法面 (臨界)	下流法面 (臨界)	上流法面 (臨界)	下流法面 (臨界)
理論上最大想定 モデル	天端の最大応答加速度 (gal)	639.1	同左	552.4	同左	461.6	同左
	すべり量 (cm)	$\delta=2.0$	$\delta=1.1$	$\delta=0.9$	$\delta=0.0$	$\delta=5.5$	$\delta=2.2$
	沈下量 (cm)	1.2	0.7	0.9	0.0	4.3	1.6
過去最大地震 モデル	天端の最大応答加速度 (gal)	329.3	同左	325.8	同左	300.7	同左
	すべり量 (cm)	$\delta=0.0$	$\delta=0.0$	$\delta=0.0$	$\delta=0.0$	$\delta=0.1$	$\delta=0.0$
	沈下量 (cm)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
猿投-高浜断層 地震	天端の最大応答加速度 (gal)	512.0	同左	719.4	同左	599.8	同左
	すべり量 (cm)	$\delta=19.2$	$\delta=0.2$	$\delta=8.5$	$\delta=0.0$	$\delta=16.6$	$\delta=10.5$
	沈下量 (cm)	11.3	0.1	8.9	0.0	12.8	8.4

検討結果図を、図 7.3.1～図 7.3.3 に示す

理論上最大想定モデル

□: 天端を通り降伏震度が最小の臨界円弧



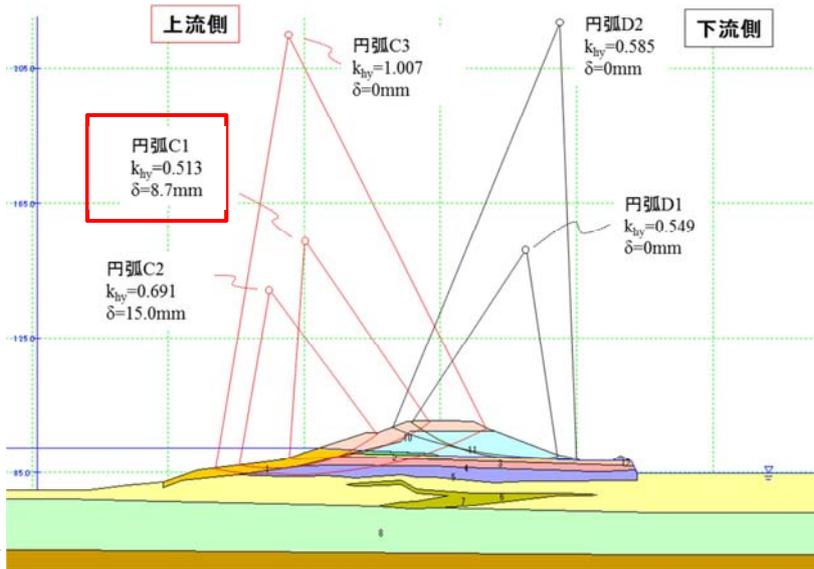
河内堤 (河-1)

k_{hy} : 初期降伏震度

河-1

上流側		下流側	
円弧	すべり量 (mm)	円弧	すべり量 (mm)
C1	19.7	D1	0.0
C2	1.1	D2	0.0
C3	19.5	D3	10.6
C4	3.3	-	-

注) 図中の δ 及び表中の記載は“すべり量”であり“沈下量”ではない。



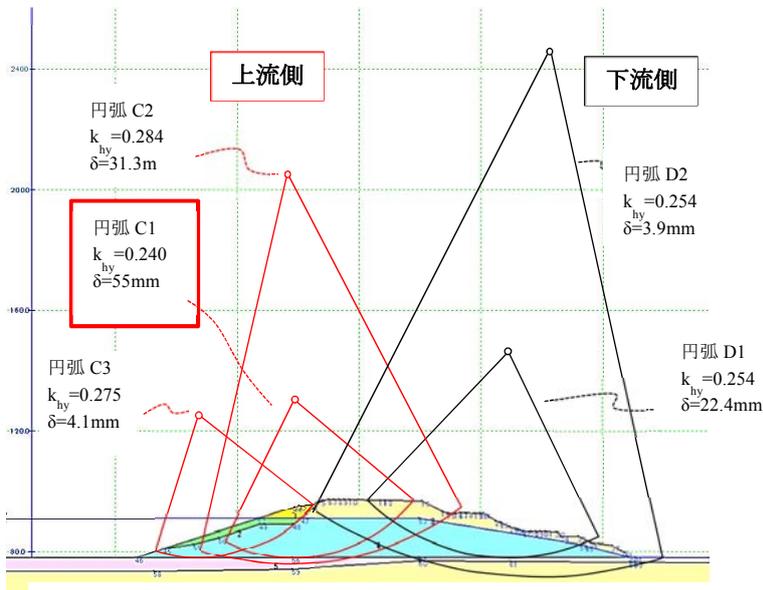
中堤 (中-2)

k_{hy} : 初期降伏震度

中-2

上流側		下流側	
円弧	すべり量 (mm)	円弧	すべり量 (mm)
C1	8.7	D1	0.0
C2	15.0	D2	0.0
C3	0.0	-	-

注) 図中の δ 及び表中の記載は“すべり量”であり“沈下量”ではない。



東堤 (東-2)

k_{hy} : 初期降伏震度

東-2

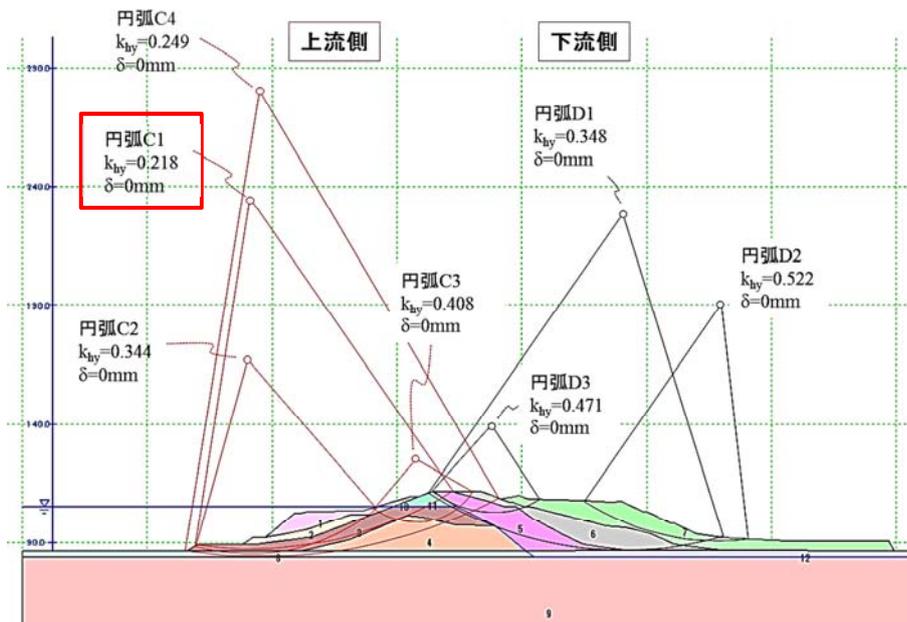
上流側		下流側	
円弧	すべり量 (mm)	円弧	すべり量 (mm)
C1	55.0	D1	22.4
C2	31.3	D2	3.9
C3	4.1	-	-

注) 図中の δ 及び表中の記載は“すべり量”であり“沈下量”ではない。

図 7.3.1 詳細ニューマーク D 法解析結果 (理論上最大想定モデル)

過去地震最大モデル

□: 天端を通り降伏震度が最小の臨界円弧



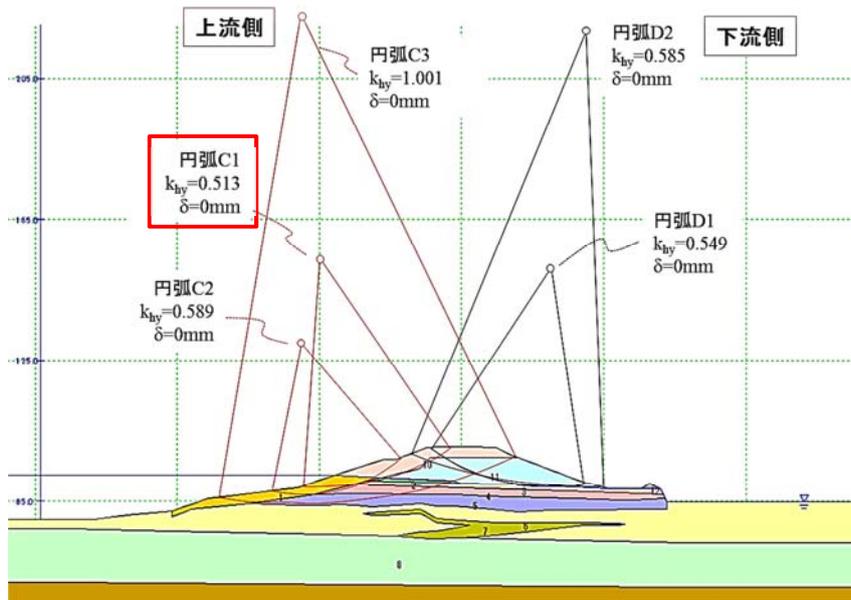
河内堤 (河-1)

k_{hy} : 初期降伏震度

河-1

円弧	上流側		下流側	
	すべり量 (mm)	円弧	すべり量 (mm)	円弧
C1	0.0	D1	0.0	
C2	0.0	D2	0.0	
C3	0.0	D3	0.0	
C4	0.0	-	-	

注) 図中の δ 及び表中の記載は“すべり量”であり“沈下量”ではない。



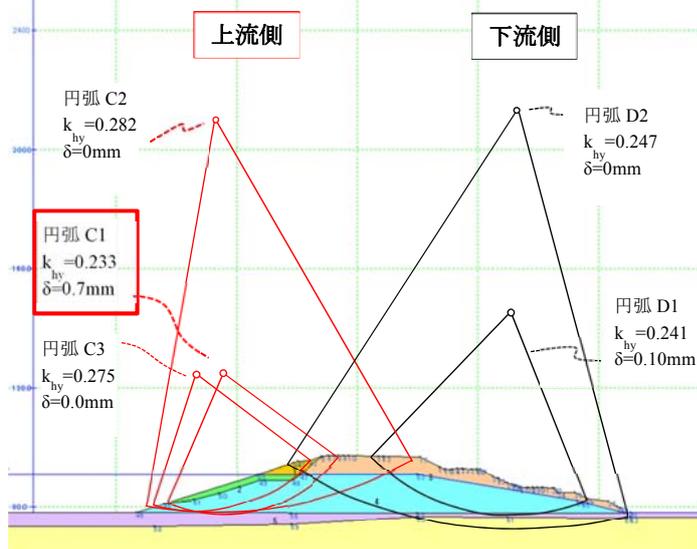
中堤 (中-2)

k_{hy} : 初期降伏震度

中-2

円弧	上流側		下流側	
	すべり量 (mm)	円弧	すべり量 (mm)	円弧
C1	0.0	D1	0.0	
C2	0.0	D2	0.0	
C3	0.0	-	-	

注) 図中の δ 及び表中の記載は“すべり量”であり“沈下量”ではない。



東堤 (東-2)

k_{hy} : 初期降伏震度

東-2

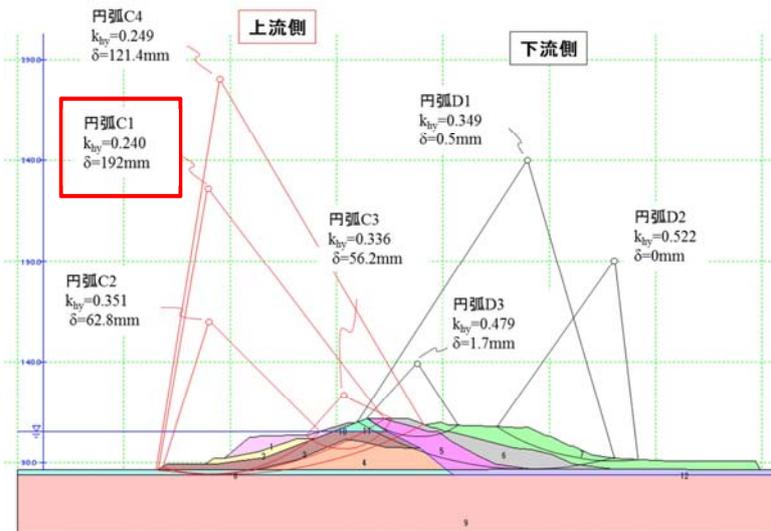
円弧	上流側		下流側	
	すべり量 (mm)	円弧	すべり量 (mm)	円弧
C1	0.7	D1	0.1	
C2	0.0	D2	0.0	
C3	0.0	-	-	

注) 図中の δ 及び表中の記載は“すべり量”であり“沈下量”ではない。

図 7.3.2 詳細ニューマーク D 法解析結果 (過去地震最大モデル)

猿投-高浜断層地震

□: 天端を通り降伏震度が最小の臨界円弧



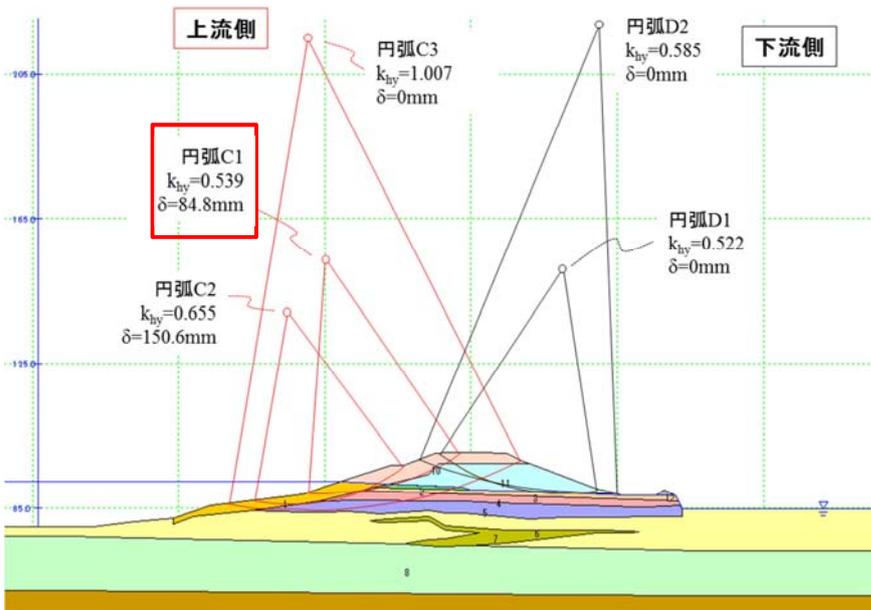
河内堤 (河-1)

k_{hy} : 初期降伏震度

河-1

円弧	上流側		下流側	
	すべり量 (mm)	円弧	すべり量 (mm)	円弧
C1	192.0	D1	0.5	
C2	62.8	D2	0.0	
C3	56.2	D3	1.7	
C4	121.4	—	—	

注) 図中の δ 及び表中の記載は“すべり量”であり“沈下量”ではない。



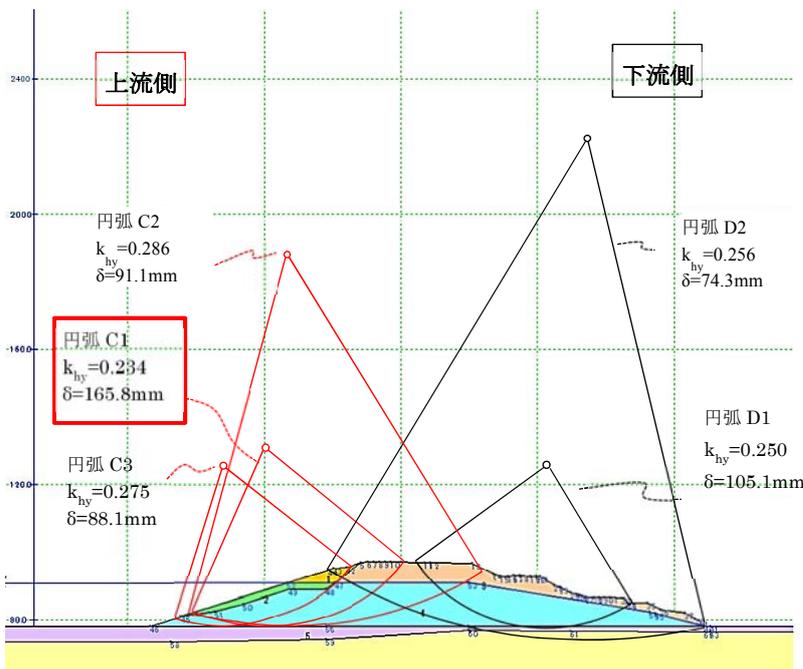
中堤 (中-2)

k_{hy} : 初期降伏震度

中-2

円弧	上流側		下流側	
	すべり量 (mm)	円弧	すべり量 (mm)	円弧
C1	84.8	D1	0.0	
C2	150.6	D2	0.0	
C3	0.0	—	—	

注) 図中の δ 及び表中の記載は“すべり量”であり“沈下量”ではない。



東堤 (東-2)

k_{hy} : 初期降伏震度

東-2

円弧	上流側		下流側	
	すべり量 (mm)	円弧	すべり量 (mm)	円弧
C1	165.8	D1	105.1	
C2	91.1	D2	74.3	
C3	88.1	—	—	

注) 図中の δ 及び表中の記載は“すべり量”であり“沈下量”ではない。

図 7.3.3 詳細ニューマーク D 法解析結果 (猿投-高浜断層地震)

次に、3種類の地震動に対する各堤体の上流側のすべり量、降伏加速度と経過時間の関係を図 7.3.4～図 7.3.12 に示す。地震中の強度低下が適正に表現されており降伏加速度が地震動の継続とともに低下し、すべりが累積していることが解析されている。

理論上最大想定モデル

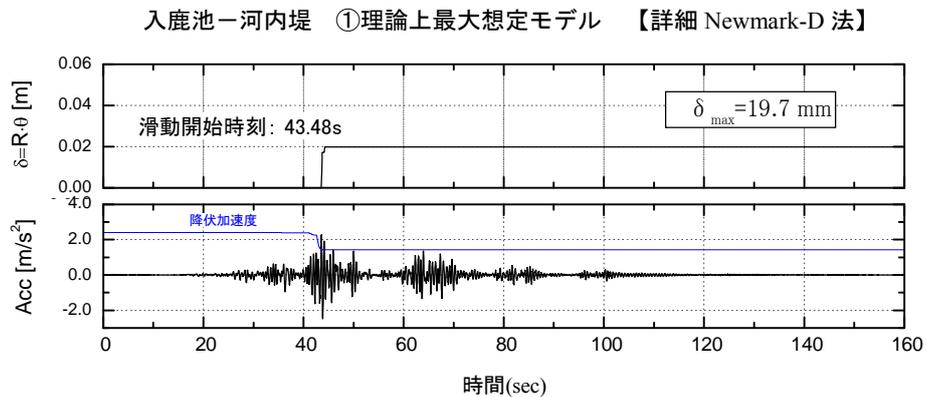


図 7.3.4 詳細ニューマーク D 法解析結果 河内堤（理論上最大想定モデル）

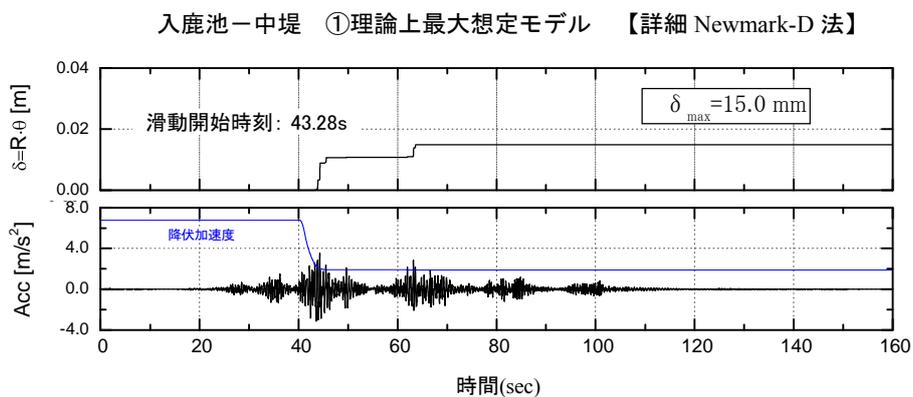


図 7.3.5 詳細ニューマーク D 法解析結果 中堤（理論上最大想定モデル）

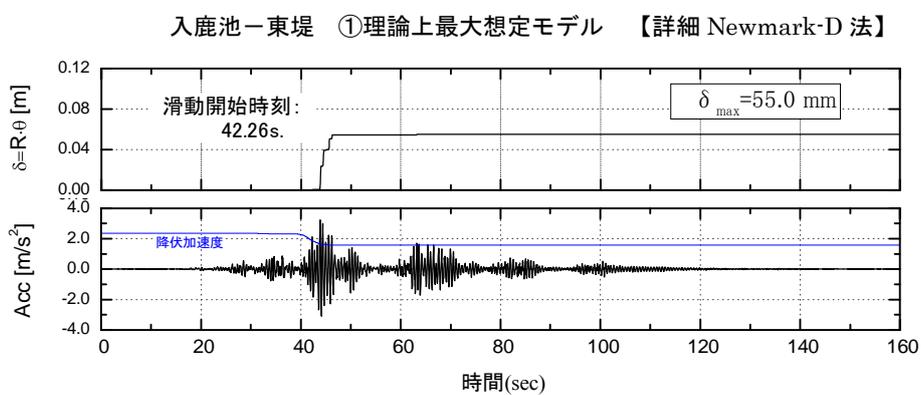


図 7.3.6 詳細ニューマーク D 法解析結果 東堤（理論上最大想定モデル）

過去地震最大モデル

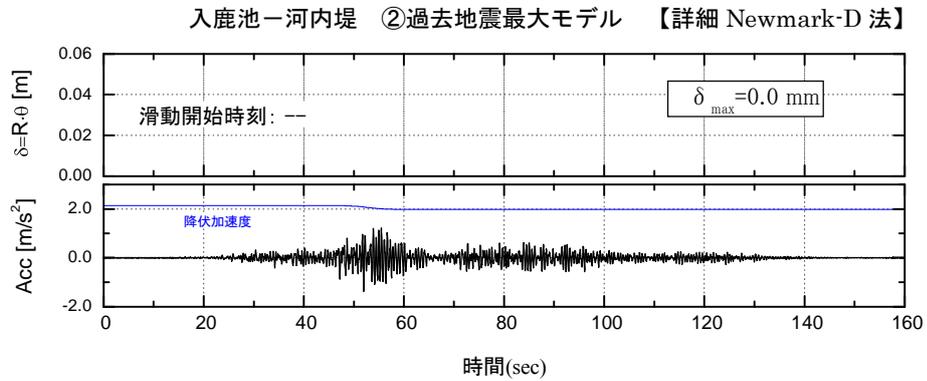


図 7.3.7 詳細ニューマーク D 法解析結果 河内堤 (過去地震最大モデル)

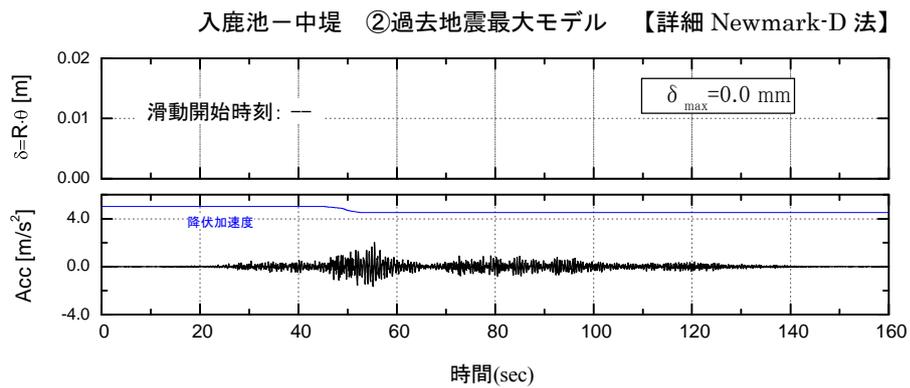


図 7.3.8 詳細ニューマーク D 法解析結果 中堤 (過去地震最大モデル)

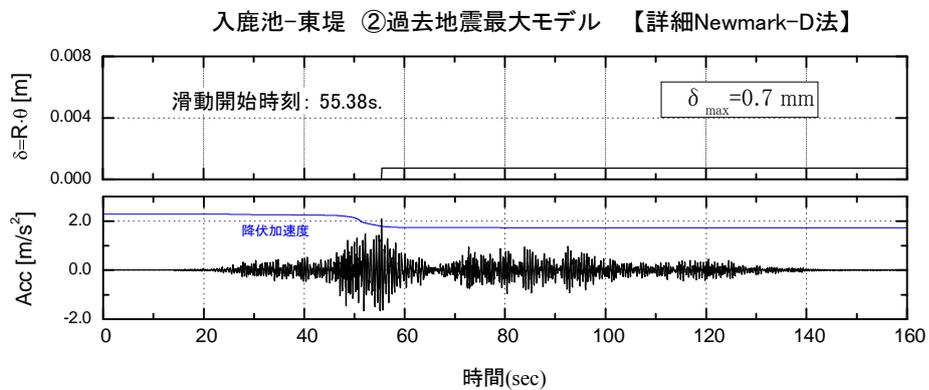


図 7.3.9 詳細ニューマーク D 法解析結果 東堤 (過去地震最大モデル)

猿投-高浜断層地震

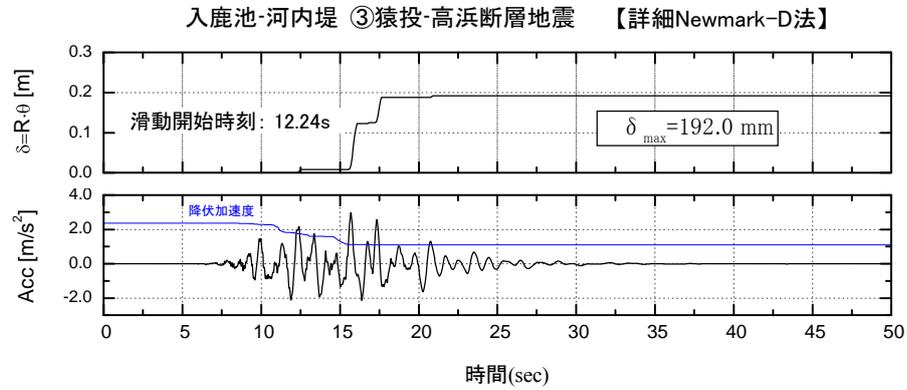


図 7.3.10 詳細ニューマーク D 法解析結果 河内堤 (猿投-高浜断層地震)

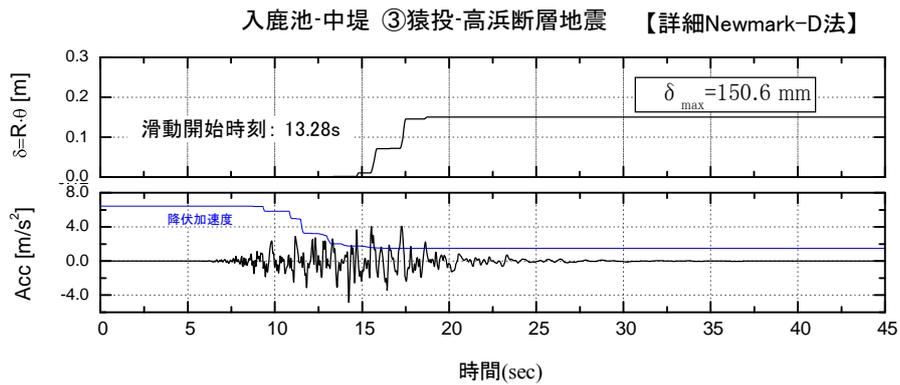


図 7.3.11 詳細ニューマーク D 法解析結果 中堤 (猿投-高浜断層地震)

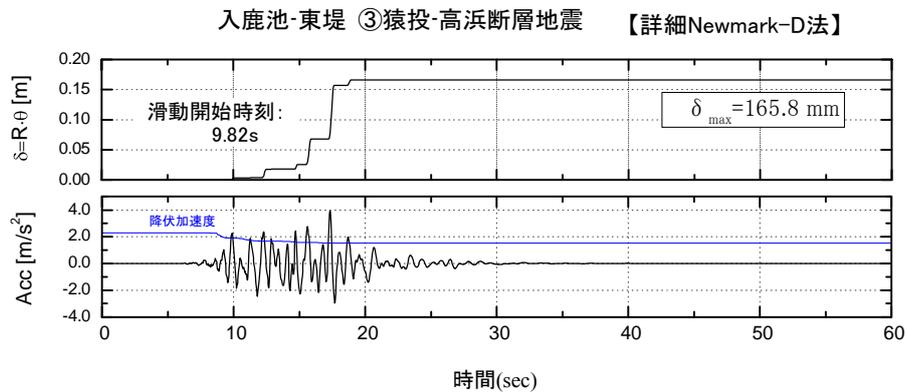


図 7.3.12 詳細ニューマーク D 法解析結果 東堤 (猿投-高浜断層地震)

(2) 動的応答解析 (NONSOLAN) による解析結果

1) 解析結果

NONSOLAN により、海溝型地震の「理論上最大想定モデル」と内陸活断層型地震の「猿投-高浜断層地震」の地震波を用いて解析した結果を図 7.3.13～図 7.3.16 に示す。

(ア) 理論上最大想定モデル

ア) 変位量

変位量分布を図 7.3.13 に示す。上流側法肩部において、47.8cm の変位が発生しているが、局所的な変形にとどまり進展の可能性は低い。また、下流側法肩部の変位量が、6.4cm であることから、現況の堤体高さは概ね維持できる。

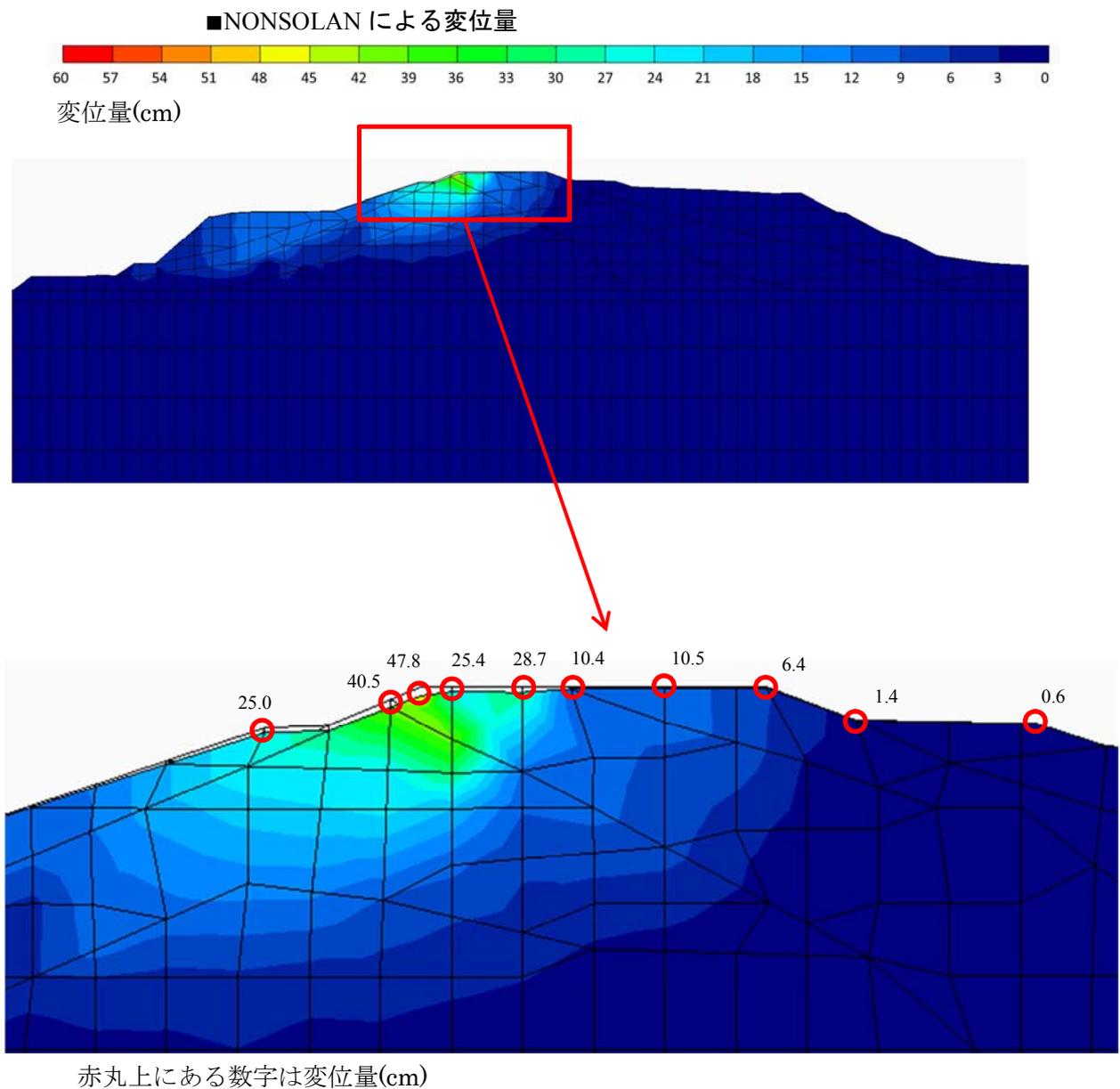


図 7.3.13 NONSOLAN 解析結果 変位量
河内堤（理論上最大想定モデル）

イ) 最大せん断ひずみ

最大せん断ひずみ分布を図 7.3.14 に示す。このひずみは拘束圧の小さな上流側法先部から生じており、若干堤体上部への発達が見られるが、すべり破壊につながるほどの大きさを有していない。このような上流側法先部のひずみの集中と形状は、詳細ニューマーク D 法における最小安全率を示す円弧すべりの位置と損傷度の分布と概ね一致している。

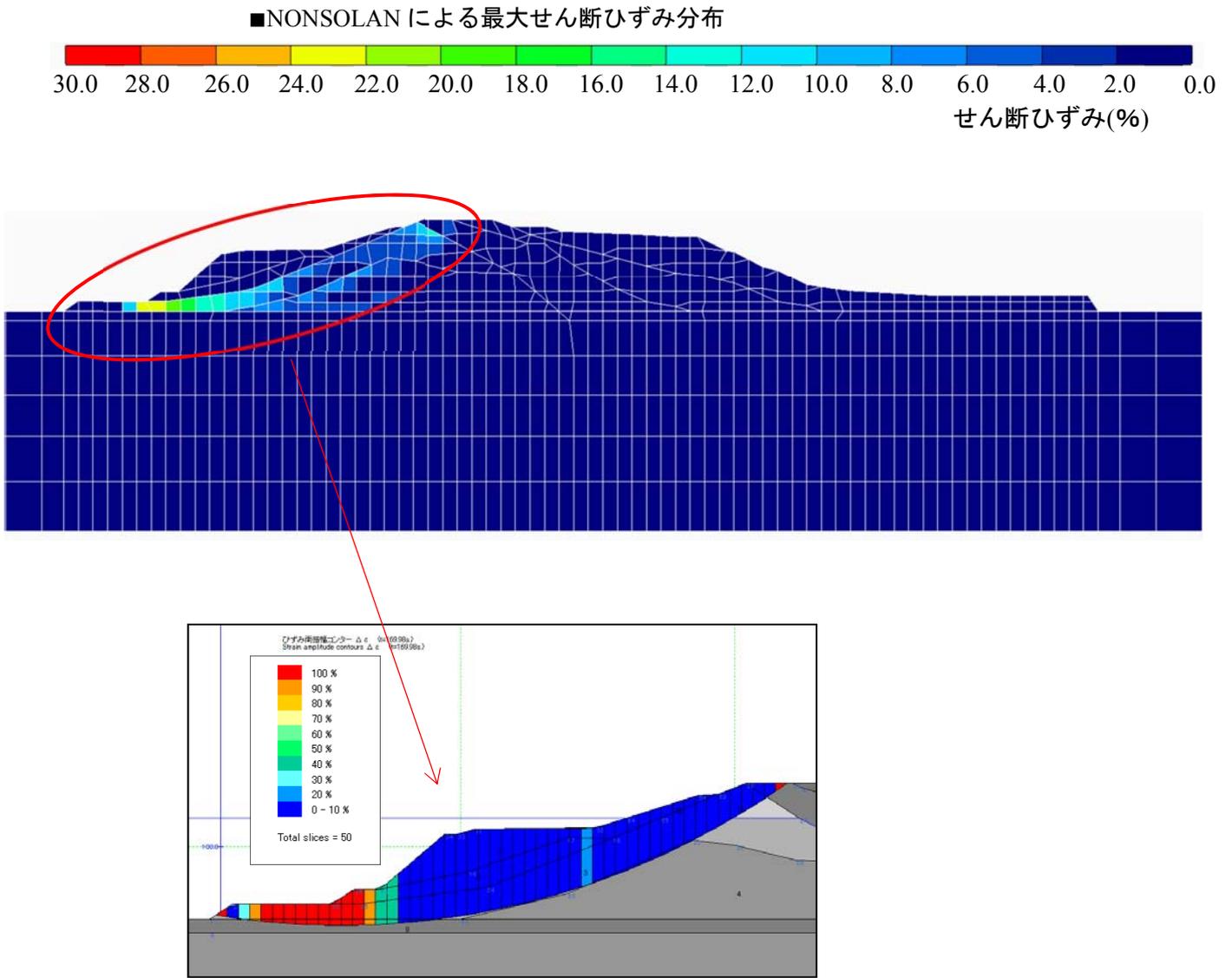


図 7.3.14 NONSOLAN 解析結果 最大せん断ひずみ
河内堤（理論上最大想定モデル）

(イ) 猿投-高浜断層地震

7) 変位量

変位量分布を図 7.3.15 に示す。上流側法肩部において、26.4cm の変位が発生しているが、局所的な変位にとどまり進展の可能性は低い。また、下流側法肩部の変位量が 7.1cm であることから、現況の堤体高さは概ね維持できる。

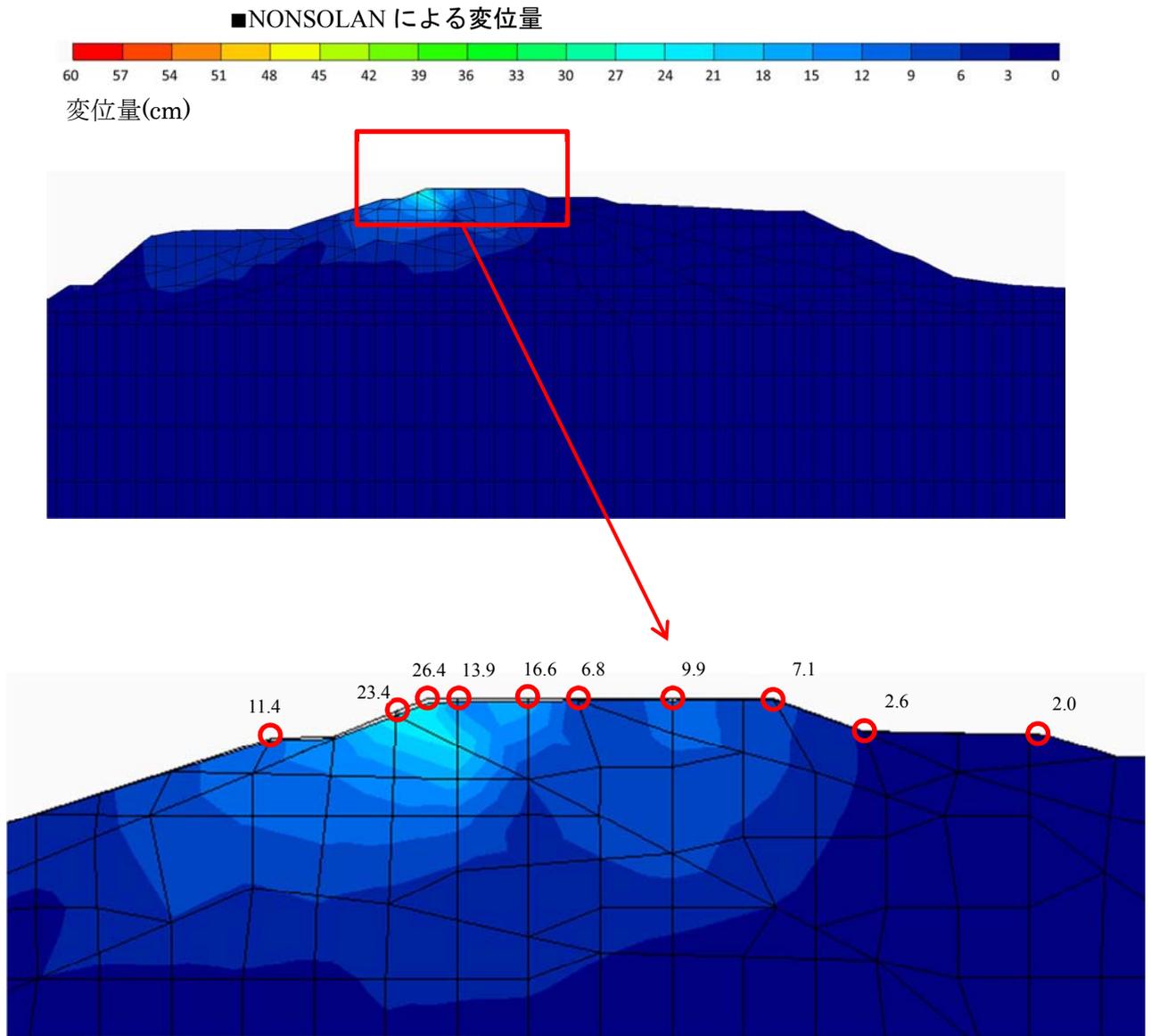
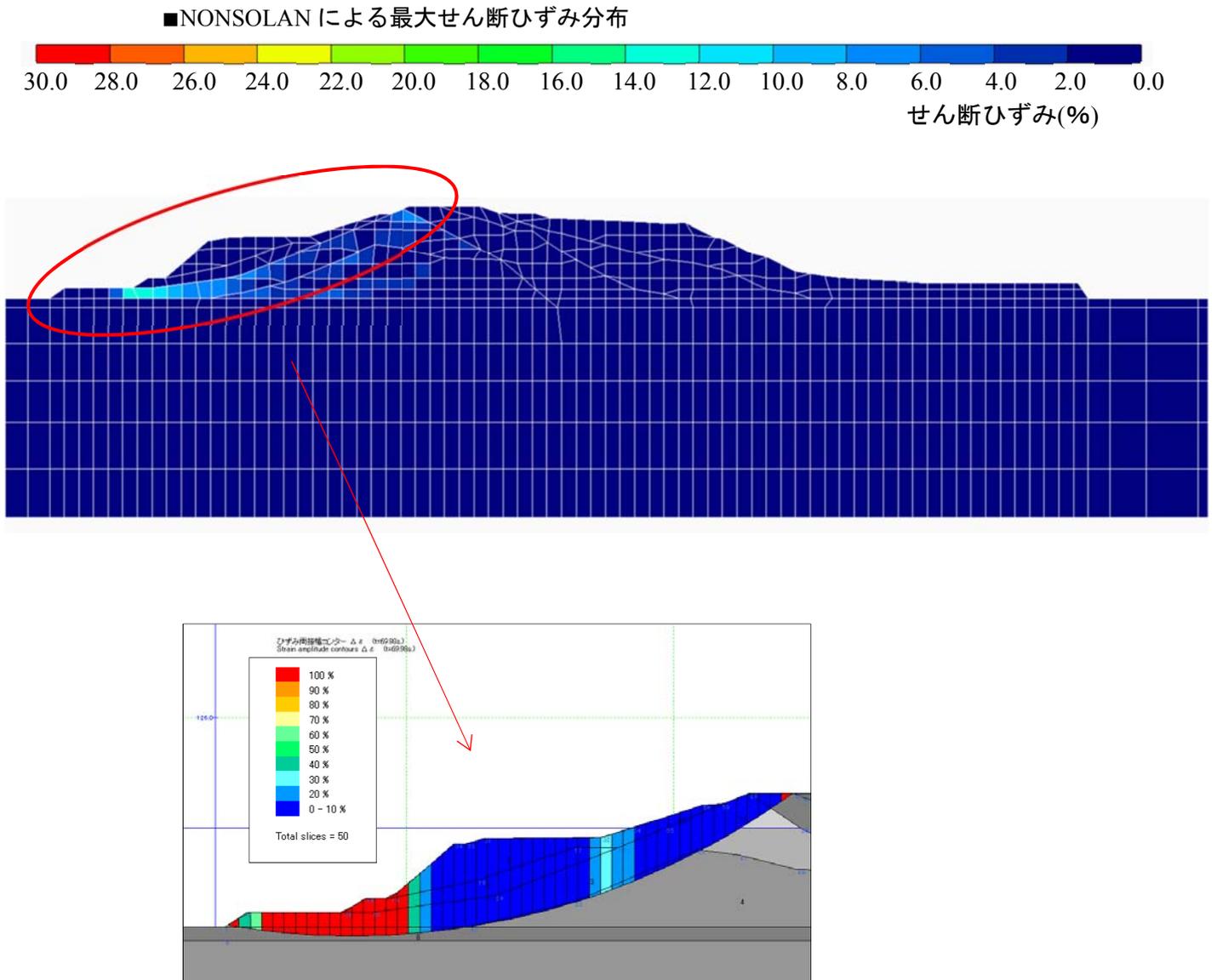


図 7.3.15 NONSOLAN 解析結果 変位量
河内堤 (猿投-高浜断層地震)

イ) 最大せん断ひずみ

最大せん断ひずみ分布を図 7.3.16 に示す。このひずみは拘束圧の小さな上流側法先部から生じており、すべり破壊につながるほどの大きさを有していない。このような上流側法先部のひずみの集中と形状は、詳細ニューマーク D 法における最小安全率を示す円弧すべりの位置と損傷度の分布と概ね一致している。



■ 詳細ニューマーク D 法による臨界円弧すべり面のスライスの損傷度

図 7.3.16 NONSOLAN 解析結果 最大せん断ひずみ
河内堤 (猿投-高浜断層地震)

2) 考察

動的応答解析 (NONSOLAN) 結果から次のようなことが推定される。

- ・上流側法肩部に限定される局所的な変位量は、猿投-高浜断層地震より理論上最大想定モデルの方が大きい結果となった。これは、理論上最大想定モデルでは継続時間が長く、大きな振幅の加速度の波が複数回あることから、堤体内部のひずみ軟化により強度低減が生じたことが主な要因であるが、その他の堤体部分にも特異な挙動はなく堤体は安定していると判断できる。
- ・最大せん断ひずみ分布図から潜在的なすべり形状が確認できたが、堤体のすべりにつながるような連続性はない。また、詳細ニューマーク D 法における損傷度の分布と概ね一致している。

表 7.3.2 河内堤における各解析手法による結果の比較

解析手法	理論上最大想定モデル	猿投-高浜断層地震
動的応答解析 (NONSOLAN)	<ul style="list-style-type: none"> ・天端変位量：6.4cm～47.8cm ・最大応答加速度：411.4gal 	<ul style="list-style-type: none"> ・天端変位量：7.1～26.4cm ・最大応答加速度：497.7gal
詳細ニューマーク D 法	<ul style="list-style-type: none"> ・天端沈下量 上流すべり：1.2cm 下流すべり：0.7cm ・最大応答加速度：639.1gal 	<ul style="list-style-type: none"> ・天端沈下量 上流すべり：11.3cm 下流すべり：0.1cm ・最大応答加速度：512.0gal

3) 動的応答解析 (NONSOLAN) による解析結果について

上流側法肩部において変位が生じているものの、下流側法肩部の変位量は、6.4cm～7.1cmであり大きな変位ではないことから、堤体高は概ね維持されている。

堤体を構成している各ゾーンにおいても局所的なひずみの集中や変形はなく、全体的に安定していることが確認できた。また、最大せん断ひずみ分布は詳細ニューマーク D 法における損傷度の傾向と良く一致していることが確認できたことから、詳細ニューマーク D 法の結果は信頼できるものと判断した。

第8章 耐震性能の評価

8.1 耐震性能の判定基準

入鹿池は堤高 25.7m であることから、耐震性能は農業用ダムを対象とした「国営造成農業用ダム耐震性能照査マニュアル」(農林水産省)¹³⁾に準じる。

このマニュアルでは、“ダムは社会的な重要度が高い構造物であることから、レベル2地震動に対しても耐震性能Ⅱが満足されることを確認する必要がある”とされており、耐震性能Ⅱの「地震によりダムに構造的な損傷が生じた場合でも構造的な損傷が修復可能であり、ダムの貯水機能などが維持されること」を満たすことを確認することとした。

このため、地震後にも貯水機能などが維持される「許容沈下量」を設定し、地震時の堤体の堤頂沈下量が、設定した許容沈下量を下回れば、耐震性能を満足することとした。

・耐震性能評価の判定

堤頂沈下量 < 許容沈下量 ⇒ 耐震性能を満足する。

堤頂沈下量 ≥ 許容沈下量 ⇒ 耐震性能を満足しない。

(1) 許容沈下量の検討

許容沈下量を設定するにあたり、ケース①として堤頂標高と“常時満水位”との差と、ケース②として洪水と地震が重なった場合を想定し、堤頂標高と“設計洪水水位+風波高”との差を検討した(図8.1.1)。

ケース①：許容沈下量 = 堤頂標高 - 「常時満水位」

ケース②：許容沈下量 = 堤頂標高 - 「設計洪水水位+風波高」

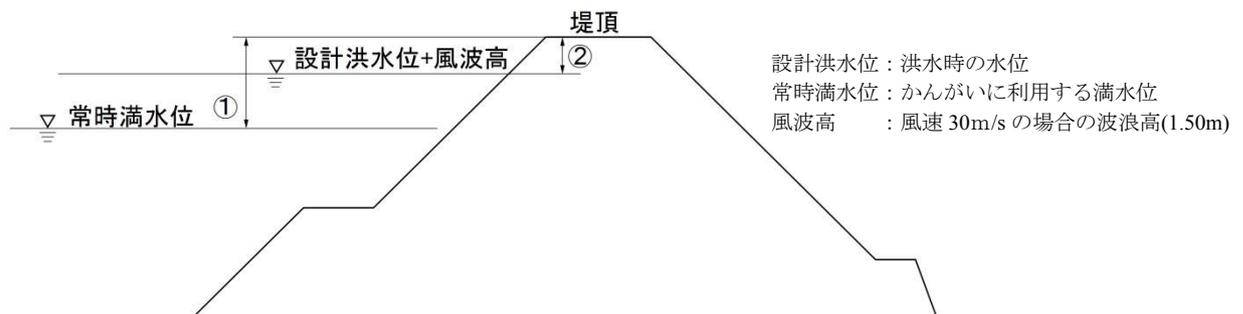


図 8.1.1 許容沈下量の概念図

(2) 許容沈下量の設定

入鹿池は、全国最大級のため池規模であることや、下流域における住居状況から、地震により被災した場合の被害が甚大であるため、安全性を考慮し、許容沈下量は次のとおり設定した。

$$\boxed{\text{許容沈下量} = \text{堤頂標高} - \text{「設計洪水水位} + \text{風波高」}}$$

河内堤、中堤、東堤における許容沈下量は以下のとおり。

- ・河内堤：2.31m (堤頂標高：EL97.55m、設計洪水水位：EL93.74m、風波高：1.50m)
- ・中 堤：2.27m (堤頂標高：EL97.51m、設計洪水水位：EL93.74m、風波高：1.50m)
- ・東 堤：1.59m (堤頂標高：EL96.83m、設計洪水水位：EL93.74m、風波高：1.50m)

8.2 耐震性能の評価

詳細ニューマーク D 法による解析結果において、各堤体とも沈下量が最大であった内陸活断層型地震の「猿投－高浜断層地震」による地震動に対する堤頂沈下量と許容沈下量を比較して、耐震性能を評価した（表 8.2.1）。

表 8.2.1 耐震性能評価

区分	地震※による堤頂沈下量	許容沈下量	耐震性能評価
河内堤	0.11 m	2.31 m	耐震性能を満足
中 堤	0.09 m	2.27 m	耐震性能を満足
東 堤	0.13 m	1.59 m	耐震性能を満足

※「猿投－高浜断層地震」

上記表に示すとおり、各堤体はすべて“堤頂沈下量<許容沈下量”となるため、今回対象とした想定地震による地震動に対して入鹿池は耐震性能を満足していると判断される。

【参考】

参考として、ケース①：許容沈下量＝堤頂標高－「常時満水位」とした場合の値を以下に示す。

許容沈下量 河内堤：6.60 m
中 堤：6.56 m
東 堤：5.88 m

第9章 堤体の健全性

今回の耐震性検証の過程で、過去の改修内容の確認や、現地踏査及び地質調査などの過程で確認された堤体の固有の特性について、必要な詳細調査を行い以下のように健全性を判断した。

(1) 過去の漏水防止対策として実施された遮水グラウトの存在

堤体内に大量にグラウトされている履歴があることから、グラウト範囲とその周辺の空洞の存在などが耐震性に影響することが懸念された。このため、表面波探査の実施やボーリング調査で確認を行ったが、空洞、グラウト脈やグラウト塊の混在などが確認されなかったことから、地震時における堤体の安定性に支障はないと判断した。

(2) 中堤の下流側法先部からの浸潤

浸潤箇所を観測ピットを設置し浸透量を調査した結果、貯水ではなく降雨による浸透であることを確認した。

(3) 中堤に存在する火山灰層の液状化の可能性

火山灰層の土質が、液状化の可能性のある粒度分布であったことから、液状化試験や繰返し三軸試験などにより液状化の可能性について検討を行った。その結果、火山灰層の年代が新第三期鮮新世（約200万年前）と古く、N値は20以上と高いことから、液状化に対する十分な抵抗力を有しており、液状化の恐れはないと判断した。

以上のことから、入鹿池の堤体に見られる固有の特性については、耐震性に重大な影響を与えるものではないと判断した。

第10章 おわりに

我が国の農業は水田を主体として発達し、その水源確保の方法として、農業用ため池が多く造られた。このため池は、先人たちの努力により守り続けられ、今でも重要な水源として農業の発展に寄与している。

2011年3月11日発生した東北地方太平洋沖地震により、福島県にある藤沼湖では堤体が決壊し多くの人命が失われた。この災害により国民の不安の目はため池の安全性に向けられることとなり、ため池の大規模地震に対する耐震性能の確認は喫緊の課題となっている。

本検証委員会では、全国のため池で最大級の入鹿池に対し、様々な角度から検討を加えた。具体的には、既存の土質資料や過去の改修工事の確認から始まり、現地調査、堤体のボーリング調査や物理探査などの地質調査、各種の土質試験により堤体の土質性状などの把握を行った後、調査・試験から得られたデータを基に、最新の知見を加えた解析を行った結果、入鹿池地点で想定される大規模地震動による堤体の変状はわずかで、十分な耐震性能を満たしているとの結論に至った。

農業用ため池として良好な状態を維持するためには、堤体の特徴をよく把握したうえで、日頃の点検や管理を行うことが重要である。今回、詳細調査を行った堤体の固有の特性についても日頃から注意深く点検し、ため池の健全性を維持していく必要がある。

近い将来、発生が危惧される大規模地震に備え、地域の貴重な財産である入鹿池を地域一体となって守ることにより、未来永劫、安全・安心な農業用ため池として、この地域の農業の発展の礎であり続けることを、切に望むものである。

参考文献

- 1) 入鹿用水土地改良区(1994)：入鹿池史/入鹿用水
- 2) 愛知県防災会議地震部会(2014)：愛知県東海地震・東南海地震・南海地震等被害予測調査結果（平成26年5月）
- 3) Sugito,M., Furumoto,Y., and Sugiyama,T. (2000): Strong Motion Prediction on Rock Surface by Superposed Evolutionary Spectra, 12th World Conference on Earthquake Engineering, CD-ROM, Auckland, New Zealand.
- 4) 龍岡文夫，田中忠次，矢崎澄雄，DUTTINE Antonine，毛利栄征、上野和広（2013）：既設ため池堤体の地震時強度低下を考慮した耐震診断手法，H25 農業農村工学会大会講演会講演要旨集
- 5) T. Tanaka, Y. Saito, Y. Kohgo (2002): Dynamic progressive failure of earth dams by FEM and model experiment, 3rd International Conference on DAM ENGINEERING, Singapore.
- 6) 地盤工学会：地盤調査の方法と解説 p135.
- 7) 地盤工学会：設計用地盤定数の決め方 岩盤編 p144.
- 8) 地盤工学会：設計用地盤定数の決め方 土質編 p90.
- 9) 土木学会：動的解析と耐震設計[第3巻]エネルギー施設 p43.
- 10) 地盤工学会：設計用地盤定数の決め方 岩盤編 p218.
- 11) 室野剛隆（1999）：強震時の非線形動的相互作用を考慮した杭基礎の耐震設計法に関する研究、鉄道総研報告
- 12) Tatuoka, F. and Shibuya, S. (1992): Deformation characteristics of soils and rocks from field and laboratory tests, Theme Lecture 1, Proc. of Ninth Asian Regional conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Vol.2, pp101-170.
- 13) 農林水産省(2012)：国営造成農業用ダム耐震性能照査マニュアル（平成24年3月）

入鹿池耐震性検証委員会設置要綱

(目的)

第1条 入鹿池耐震性検証委員会(以下、「委員会」という。)は、入鹿池の大規模地震にかかる耐震性の検証を行うことを目的とする。

(検証事項)

第2条 委員会は、前条の目的を達成するため、次に掲げる事項を行う。

- 一 入鹿池の大規模地震にかかる耐震性能の検証に必要な調査、解析。
- 二 入鹿池の耐震性能にかかる評価。

(組織)

第3条 委員会は、別表に掲げる構成員をもって組織する。

- 2 委員会に委員長1名を置き、委員の互選により選出する。
- 3 委員長は委員会を代表し、会務を総括する。
- 4 委員会には、オブザーバーを置き、委員会の求めに応じ発言等することができる。

(運営)

第4条 委員会は、委員長が招集する。

- 2 議長は委員長をもって充てる。
- 3 委員長は必要に応じて第三者を委員会に出席させることができる。
- 4 委員長に事故あるときは、あらかじめ委員長が指名した委員がその職務を代行する。
- 5 委員長は、第3条に定める構成員から代理者による出席の申し出があった場合は、代理出席を認めることができる。

(事務局)

第5条 委員会の事務局は、愛知県尾張農林水産事務所一宮支所に置く。

(雑則)

第6条 この要綱に定めのないものは、委員長が委員会に諮って定める。

附則

この要綱は、平成24年11月26日から施行する。

附則

この要綱は、平成25年4月1日から施行する。

附則

この要綱は、平成26年4月1日から施行する。

附則

この要綱は、平成26年10月1日から施行する。

(別表)

入鹿池耐震性検証委員会 構成員

委員

氏名	職名	備考
こばやし あきら 小林 晃	関西大学 環境都市工学部都市システム工学科 教授	学識経験者
さかい としのり 酒井 俊典	三重大学大学院 生物資源学研究科 教授	学識経験者
すぎと まさた 杉戸 真太	岐阜大学 理事・副学長	学識経験者
委員長 もうり よしゆき 毛利 栄征	茨城大学 農学部地域環境科学科 教授	学識経験者
やまもと しんすけ 山本 信介 (H24～H25 年度) なかむら なおふみ 中村 直文 (H26 年度)	愛知県農林水産部農林基盤局 農地環境対策監	行政

(敬称略 五十音順に記載)

オブザーバー

職名	氏名	備考
東海農政局整備部防災課長	進藤 孝己 (H24 年度) 垂井 良充 (H25 年度) 中屋 俊満 (H26 年度)	
東海農政局土地改良技術事務所 建設技術課長	川端 伸博 (H24～H25 年度) 深谷 康 (H26 年度)	
水資源機構中部支社事業部 水路事業課長	伊藤 孝幸 (H24～H25 年度) 笠井 泰孝 (H26 年度)	組織改名有り
愛知県農林水産部農林基盤局 農地計画課長	宮本 晃 (H24 年度) 勝又 久幸 (H25 年度) 中根 俊樹 (H26 年度)	
入鹿用水土地改良区理事長	宮地 正己 (H24～H25 年度) 高木 銈一 (H26 年度)	
犬山市経済部長	尾関 敏伸	
小牧市地域活性化営業部長	舟橋 毅 (H24～H25 年度) 神戸 徹 (H26 年度)	組織改名有り
大口町建設部長	野田 透	
扶桑町産業建設部長	近藤 泰治 (H24 年度) 近藤 英二 (H25～H26 年度)	

入鹿池耐震性検証委員会開催状況

日付	委員会	場所
平成24年11月26日(月)	第1回 入鹿池耐震性検証委員会	入鹿用水土地改良区事務所 (犬山市)
平成25年3月26日(火)	第2回 入鹿池耐震性検証委員会	ウインクあいち (名古屋市中村区)
平成25年9月2日(月)	第3回 入鹿池耐震性検証委員会	入鹿用水土地改良区事務所 (犬山市)
平成26年9月17日(水)	第4回 入鹿池耐震性検証委員会	ウインクあいち (名古屋市中村区)
平成27年3月24日(火)	第5回 入鹿池耐震性検証委員会	ウインクあいち (名古屋市中村区)