

液状化解析によるフィルダムの変形性能評価

高橋千明¹・蔡飛²・鵜飼恵三³

¹パシフィックコンサルタンツ株式会社環境事業本部地盤技術部 (〒163-0730東京都新宿区西新宿2-7-1)

E-mail:chiaki.takahashi@tk.pacific.co.jp

²群馬大学大学院工学研究科社会環境デザイン工学専攻助手 (〒376-8515 群馬県桐生市天神町1-5-1)

E-mail:cai@ce.gunma-u.ac.jp

³群馬大学大学院工学研究科社会環境デザイン工学専攻教授 (〒376-8515 群馬県桐生市天神町1-5-1)

E-mail:ugai@ce.gunma-u.ac.jp

液状化地盤における土構造物の耐震設計では、近年、動的有効応力解析の残留沈下量による精査が行われるようになってきた。しかしながら、変形性能評価が解析コードの選定や液状化パラメータの設定に大きく依存することから、解析結果の信頼性に対し不安定要素が残されているのが現状である。本研究では、1971年2月9日のSan Fernando地震において被災した2つのダムを対象に、浸透流解析、築堤・湛水解析および動的有効応力弾塑性解析を行い、観測記録との比較・検討を実施した上で残留変形が生じるメカニズムを解析的に明らかにした。本研究で実施した手法により崩壊が生じたLower San Fernandoダムと崩壊に至らなかったUpper San Fernandoダムの被災状況を良く再現できることを示した。

Key Words : Earth-fill dam, liquefaction, finite element method, performance design, dynamic elastoplastic analysis, pore water pressure

1. はじめに

フィルダムや河川堤防などの土構造物に対し、震度法を用いた円弧すべり計算による耐震設計法が適用されてきた。地震時に液状化する恐れがある場合には、円弧すべり計算時に地震時の過剰間隙水圧を考慮する α 法が用いられてきたが、有限要素法による解析技術の発展により、動的有効応力解析を適用した精査が次第に設計の中に取り入れられるようになってきた。

動的有効応力解析による精査では、主に堤体の残留沈下量で耐震性能評価を行う。しかし、構成モデルの選定や液状化パラメータの設定などによって変形量に差異が生じるため、解析条件と結果の妥当性を証明することが重要な課題となる。一般に液状化パラメータは要素試験シミュレーションによって同定されるが、多くの場合標準貫入試験結果は得られているものの三軸試験や一面せん断試験などの土質試験結果が不足しているのが現状である。したがって、動的有効応力解析の適用性を向上させる観点からN値より液状化パラメータを求める方法にニーズがある。

一方、地震後の残留変形を求めるためには、初期せん断応力を正確に設定する必要がある。特にフィルダムや河川堤防については、湛水による堤体内の水圧分布状況を把握し初期応力解析に反映しなければ

ば初期せん断応力を精度よく求めることができない。

1971年2月9日のSan Fernando地震により、Lower San FernandoダムとUpper San Fernandoが大きく被災した。地震後、この2つのダムにおいて詳しい調査が行われたので、それぞれのダムを対象にした研究が多く行われてきた¹⁾²⁾³⁾⁴⁾⁵⁾⁶⁾。しかし、この2つのダムを同時に対象とした研究は、著者の知る限りこれまではなかった。本研究では、この2つのダムにおいて、浸透流解析、築堤・湛水解析および動的有効応力弾塑性解析を行うとともに要素試験シミュレーションによる液状化パラメータの同定について比較・検討を行い、動的有効応力解析によるフィルダムの変形性能評価の有用性を示す。

2. 検討手法

(1) 検討手順および内容

検討内容を①～⑦に述べる。

- ① 検討断面および入力地震動波形を選定する。また、地震時の水位を設定する。
- ② ①で選定した検討断面をもとに解析モデルを作成し、解析領域をメッシュ分割する。
- ③ 解析定数を選定する。浸透流解析で用いる透水係数、ならびに、初期応力解析および動的有効応力弾塑性解析における適用構成モデルと材料

パラメータを設定する。

- ④ 定常浸透流解析を行い定常浸透時の水圧分布状況を把握する。このとき水位は①で設定したものをを用いる。
- ⑤ 築堤・湛水解析を行う。解析手法は全応力解析とし、定常浸透時の水圧を節点荷重として与える。ここでは、全材料に対しMohr-Coulomb方式の弾・完全塑性モデルを適用する。
- ⑥ ⑤で算出した地盤内応力を引き継ぎ動的有効応力弾塑性解析を行う。全材料に対しPastor-Zienkiewiczモデル⁷⁾を適用し、解析モデル底面に地震加速度を入力する。ここで、湛水側水面下に位置する地表面を排水境界とする。
- ⑦ 残留変形量による変形性能評価を行う。検討の流れを図-1に示す。

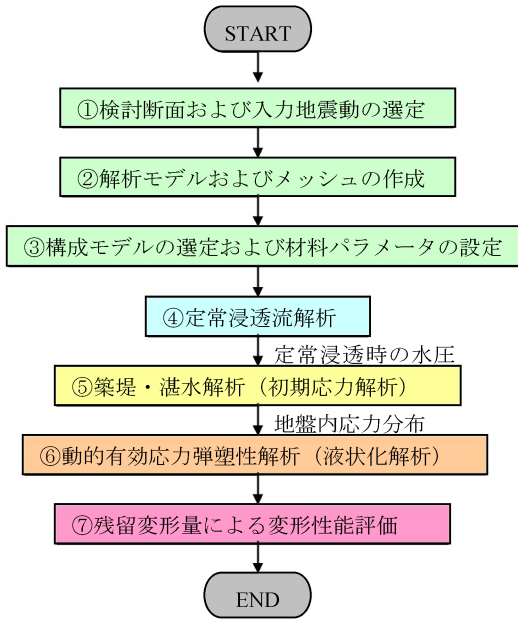


図-1 検討フロー

(2) 解析手法および特徴

本研究では、浸透流解析、築堤・湛水解析、動的有効応力弾塑性解析の3種類の有限要素解析を行った。解析コードとして、浸透流解析にはVGFlow⁸⁾、築堤・湛水解析にはGeoFEAS⁹⁾、二次元動的有効応力弾塑性解析にはUWLC¹⁰⁾を使用した。UWLCは、以下の3パーツから構成されている。

- i) 要素試験シミュレーション
- ii) 加振前の初期応力を解析するプログラム
- iii) 動的有効応力解析プログラム

動的有効応力解析プログラムでは、動的支配方程式の u - p 定式化を用いている。Biotの理論より全体系の動的支配方程式が下式で表される。

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{C}\dot{\mathbf{u}} + \mathbf{K}\mathbf{u} - \mathbf{Q}\mathbf{p} = \mathbf{f}'' \quad (1)$$

ここで、 $\mathbf{M}$ は質量マトリックス、 $\mathbf{C}$ は減衰マトリックス、 $\mathbf{K}$ は剛性マトリックス、 $\mathbf{Q}$ は連成マトリックス、 $\mathbf{u}$ は変位ベクトル、 $\mathbf{f}''$ は全体系における外力ベクトル、 $\mathbf{p}$ は過剰間隙水圧ベクトルである。

間隙水圧に関する動的支配方程式が下式で表される。

$$\mathbf{Q}^T \dot{\mathbf{u}} + \mathbf{H}\mathbf{p} + \mathbf{S}\dot{\mathbf{p}} = \mathbf{f}^p \quad (2)$$

式(2)で、 $\mathbf{H}$ は浸透マトリックス、 $\mathbf{S}$ は圧縮マトリックス、 $\mathbf{f}^p$ は間隙水における外力ベクトルである。

動的支配方程式の時刻歴数値積分はニューマーク法を用いて行う。ステップ n での加速度、速度、変位、過剰間隙水圧の変化、過剰間隙水圧を用いて、ステップ $n+1$ での加速度、速度、変位、過剰間隙水圧の変化、過剰間隙水圧がそれぞれ以下の式で表される。

$$\ddot{\mathbf{u}}_{n+1} = \ddot{\mathbf{u}}_n + \Delta\ddot{\mathbf{u}}_n \quad (3)$$

$$\dot{\mathbf{u}}_{n+1} = \dot{\mathbf{u}}_n + \ddot{\mathbf{u}}_n\Delta t + \theta_1\Delta\ddot{\mathbf{u}}_n\Delta t \quad (4)$$

$$\mathbf{u}_{n+1} = \mathbf{u}_n + \dot{\mathbf{u}}_n\Delta t + \frac{1}{2}\ddot{\mathbf{u}}_n\Delta t^2 + \frac{\theta_2}{2}\Delta\ddot{\mathbf{u}}_n\Delta t^2 \quad (5)$$

$$\dot{\mathbf{p}}_{n+1} = \dot{\mathbf{p}}_n + \Delta\dot{\mathbf{p}}_n \quad (6)$$

$$\mathbf{p}_{n+1} = \mathbf{p}_n + \dot{\mathbf{p}}_n\Delta t + \theta\Delta\dot{\mathbf{p}}_n\Delta t \quad (7)$$

ここで、 θ_1 、 θ_2 、 θ は積分係数であり、数値積分の無条件安定のために、 $\theta_2 \geq \theta_1 \geq 1/2$ と $\theta \geq 1/2$ のように選ぶ。式(3)～(7)を式(1)、式(2)に代入すれば、式(8)が得られる。

$$\begin{bmatrix} \mathbf{M} + \theta_1\Delta t\mathbf{C} + \frac{\theta_2}{2}\Delta t^2\mathbf{K} & -\theta\Delta t\mathbf{Q} \\ -\theta\Delta t\mathbf{Q}^T & -\frac{\theta}{\theta_1}(\theta\Delta t\mathbf{H} - \mathbf{S}) \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta\ddot{\mathbf{u}}_n \\ \Delta\dot{\mathbf{p}}_n \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \Psi_{n+1}^u \\ \Psi_{n+1}^p \end{Bmatrix} \quad (8)$$

ここで、残差ベクトル Ψ_{n+1}^u と Ψ_{n+1}^p はそれぞれ次のように計算する。

$$\Psi_{n+1}^u = \mathbf{f}_{n+1}'' - \mathbf{M}_{n+1}\ddot{\mathbf{u}}_{n+1} - \mathbf{C}_{n+1}\dot{\mathbf{u}}_{n+1} - \int_{\Omega} \mathbf{B}^T \boldsymbol{\sigma}' d\Omega + \mathbf{Q}_{n+1}\mathbf{p}_{n+1} \quad (9)$$

$$\Psi_{n+1}^p = -\frac{\theta}{\theta_1}(\mathbf{f}_{n+1}^p - \mathbf{Q}_{n+1}\dot{\mathbf{u}}_{n+1} - \mathbf{H}_{n+1}\mathbf{p}_{n+1} + \mathbf{S}_{n+1}\mathbf{p}_{n+1}) \quad (10)$$

本研究では、有効応力解析のための構成モデルとして、Zienkiewiczらの研究グループが開発した一般化塑性モデル⁷⁾を適用する。モデルを表すために、式(11)～(19)で表される量を定義する。

$$p = \frac{1}{3}\sigma_{kk} \quad (11)$$

$$q = \sqrt{3J_2} \quad (12)$$

$$\Theta = \frac{1}{3}\sin^{-1}\left(\frac{3\sqrt{3}J_2}{2J_2^{\frac{3}{2}}}\right) \quad (13)$$

$$J_2 = \frac{1}{2}s_{ij}s_{ji} \quad (14)$$

$$J_3 = \frac{1}{3}s_{ij}s_{jk}s_{ki} \quad (15)$$

$$s_{ij} = \sigma_{ij} - \frac{1}{3}\sigma_{kk}\delta_{ij} \quad (16)$$

$$d\varepsilon_v = d\varepsilon_{kk} \quad (17)$$

$$d\varepsilon_s = \left(\frac{2}{3}de_{ij}de_{ji}\right)^{\frac{1}{2}} \quad (18)$$

$$de_{ij} = d\varepsilon_{ij} - \frac{1}{3}d\varepsilon_{kk}\delta_{ij} \quad (19)$$

一般化塑性モデルでは、砂のダイレイタンシーを式(20)で表す。

$$d_g = (1 + \alpha_g)(M_g - \eta) \quad (20)$$

ここで、 $\eta = p'/q$ は応力比、 α_g と M_g はモデルのパラメータである。

塑性流れ方向は、式(21)の単位ベクトルで定義される。

$$\mathbf{n}_g = \frac{1}{\sqrt{1+d_g^2}} \begin{Bmatrix} d_g \\ 1 \end{Bmatrix} \quad (21)$$

一方、直交ベクトルは、式(22)で定義される。

$$\mathbf{n} = \frac{1}{\sqrt{1+d_f^2}} \begin{Bmatrix} d_f \\ 1 \end{Bmatrix} \quad (22)$$

ここで、

$$d_f = (1 + \alpha_f)(M_f - \eta) \quad (23)$$

α_f と M_f は、モデルのパラメータである。 M_f と M_g は等しくないので、このモデルは非関連モデルである。ベクトル $\mathbf{n}$ により載荷か除荷か判別することができる。

$$\mathbf{n}^T d\boldsymbol{\sigma}^e > 0 : \text{載荷} \quad (24)$$

$$\mathbf{n}^T d\boldsymbol{\sigma}^e < 0 : \text{除荷} \quad (25)$$

M_g と M_f において、三軸圧縮側の M_c と三軸伸長側の M_e はそれぞれ三軸圧縮側の摩擦角と三軸伸長側の摩擦角との間に式(26)の関係がある。

$$M_c = \frac{6 \sin \phi'_c}{3 - \sin \phi'_c}, \quad M_e = \frac{6 \sin \phi'_e}{3 + \sin \phi'_e} \quad (26)$$

ある Lode 角 Θ に対して、 M は式(27)で表される。

$$M = \frac{2M_c}{\left(1 + \frac{M_e}{M_c}\right) - \left(1 - \frac{M_e}{M_c}\right) \sin 3\Theta} \quad (27)$$

載荷時の塑性係数を式(28)により計算する。

$$H_L = H_0 p' H_f (H_v + H_d) H_D \quad (28)$$

ここで、

$$H_f = \left(1 - \frac{\eta}{\eta_f}\right)^4 \quad (29)$$

$$\eta_f = \left(1 + \frac{1}{\alpha_f}\right) M_f \quad (30)$$

$$H_v = 1 - \frac{\eta}{M_g} \quad (31)$$

$$H_s = \beta_0 \beta_1 \exp(-\beta_0 \xi) \quad (32)$$

$$\xi = \int d\xi, d\xi = (de_{ij}^p de_{ij}^p)^{\frac{1}{2}} \quad (33)$$

$$H_D = \left(\frac{\xi_{MAX}}{\xi}\right)^\gamma \quad (34)$$

$$\gamma = p' \left\{ 1 - \frac{\alpha_f}{1 + \alpha_f} \frac{\eta}{M_f} \right\}^{-\frac{1}{\alpha}} \quad (35)$$

$H_0, \beta_0, \beta_1, \gamma$ は、モデルのパラメータである。除荷時の塑性係数を式(36)で計算する。

$$H_U = H_{U0} \left(\frac{M_g}{\eta_U}\right)^{\gamma_U} \quad \text{for } \left|\frac{M_g}{\eta_U}\right| > 1$$

$$H_U = H_{U0} \quad \text{for } \left|\frac{M_g}{\eta_U}\right| \leq 1 \quad (36)$$

ここで、 η_U は除荷の開始時点での η であり、 H_{U0}, γ_U はモデルのパラメータである。

体積弾性係数とせん断弾性係数は、Zienkiewicz らの一般化塑性モデルでは p' と線形的な関係を仮定しているが、ここではそれぞれ式(37)、式(38)で定義する。

$$K_{ev} = K_{ev0} P_a \left(\frac{p'}{P_a}\right)^{m_v} \quad (37)$$

$$G_{ev} = G_{ev0} P_a \left(\frac{p'}{P_a}\right)^{m_s} \quad (38)$$

ここで、 P_a は大気圧、 $K_{ev0}, G_{ev0}, m_v, m_s$ はモデルのパラメータである。

(3) 築堤・湛水解析

加振前の応力状態を求める初期応力解析として静的弾塑性地盤解析コード GeoFEAS を用いた全応力解析を行う。GeoFEAS では水圧を節点力として与える体積力法により間隙水圧の影響による地中応力の変化や地盤の強度低下を表現することができる。

初期応力解析では全材料に対し Mohr-Coulomb 方式による弾・完全塑性モデルを適用し、浸透流解析より得られる定常浸透時の間隙水圧を体積力法を用いて考慮する自重解析を行う。

(4) 間隙水圧の扱い

築堤・湛水解析では、節点の水圧を用いて等価節点力を計算する。ここで、節点の水圧として定常浸透流解析により得られる水圧値を用いる。

節点の水圧を用いて等価節点力を計算する際には、形状関数を用いて節点の水圧値からガウス点での体積力（浮力＋浸透力）を計算する。体積力の水平 (x) 方向および鉛直 (y) 方向成分は式(39)および式(40)よりそれぞれ求めることができる¹¹⁾。

$$\gamma_w i_x = -\gamma_w \frac{\partial h}{\partial x} = -\frac{\partial p}{\partial x} = -\sum_{i=1}^n \frac{\partial N_i}{\partial x} p_i \quad (39)$$

$$\gamma_w i_y + \gamma_w = -\gamma_w \frac{\partial h}{\partial y} + \gamma_w = -\frac{\partial p}{\partial y} = -\sum_{i=1}^n \frac{\partial N_i}{\partial y} p_i \quad (40)$$

ここで、 i_x, i_y は x, y 方向の動水勾配、 h は全水頭、 p は間隙水圧、 γ_w は水の単位体積重量であり、 N_i は形状関数、 p_i は節点での間隙水圧、 n は要素の節点数である。

したがって、x, y 方向の等価節点力は式(41)、および式(42)に示すガウス積分より求められる。

$$\mathbf{f}_x^p = - \int_{\Omega} \mathbf{N}^T \frac{\partial p}{\partial x} d\Omega \quad (41)$$

$$\mathbf{f}_y^p = - \int_{\Omega} \mathbf{N}^T \frac{\partial p}{\partial y} d\Omega \quad (42)$$

前述した水圧を体積力として考慮する場合は、地表面境界での水圧を外力としてかける必要がない。

3. 検討地点

1971年2月9日のSan Fernando地震（震度6.6）により堤体が崩壊したLower San Fernandoダムと変形が生じたものの崩壊を免れたUpper San Fernandoダムを検討対象とした。Lower San FernandoダムとUpper San Fernandoダムの標準断面を図-2、図-3にそれぞれ示す²⁾。この2つのダム間の距離はわずか2kmであり、Upper San FernandoダムはLower San Fernandoダムの北西に位置する。

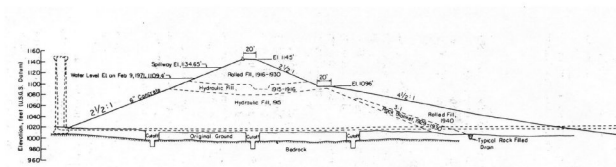


図-2 Lower San Fernandoダムの標準断面²⁾

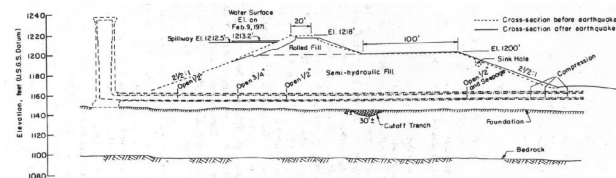


図-3 Upper San Fernandoダムの標準断面²⁾

Lower San Fernandoダムでは、上流側斜面で大規模な崩壊が発生した。この被害により、下流側の8万人の住民は一時的に避難しなければならなかった。一方、Upper San Fernandoダムでは、下流側におよそ1.5mの変位が生じたものの崩壊には至らなかった。崩壊が生じたLower San Fernandoダムの被害状況を図-4²⁾に、Upper San Fernandoダムの変位状況を図-5³⁾に示す。

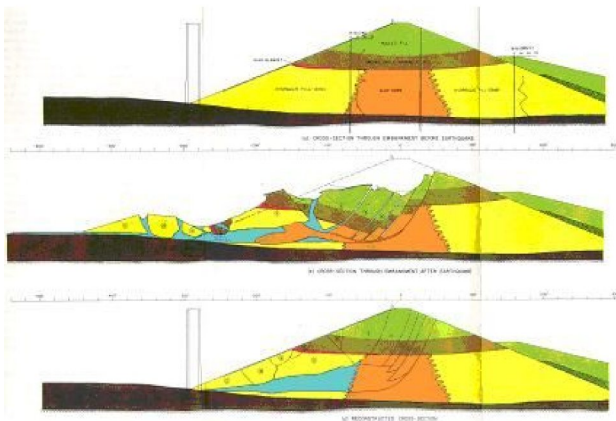


図-4 Lower San Fernandoダムの崩壊状況²⁾

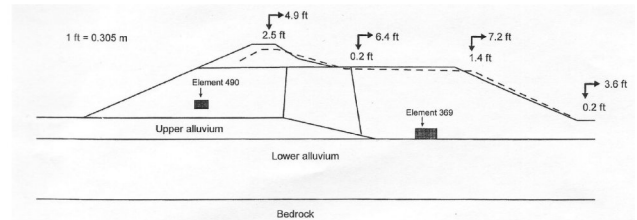


図-5 Upper San Fernandoダムの変位状況³⁾

4. 解析モデルと入力地震動波形

(1) 解析モデル

Lower San FernandoダムならびにUpper San Fernandoダムについて、標準断面をもとに設定した解析モデルを図-6、図-8に、有限要素メッシュを図-7、図-9にそれぞれ示す。ここでは、全解析領域を8節点4角形要素でメッシュ分割した。

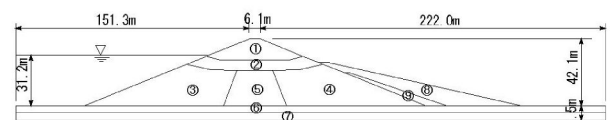


図-6 Lower San Fernandoダムの解析モデル

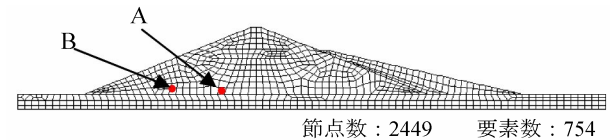


図-7 Lower San Fernandoダムの有限要素メッシュ

Lower San Fernandoダムは、①転圧盛土、②③④水締め砂質盛土、⑤コア材料、⑥上部沖積土、⑦下部沖積土、⑧転圧盛土、⑨ロックブランケットで構成される。

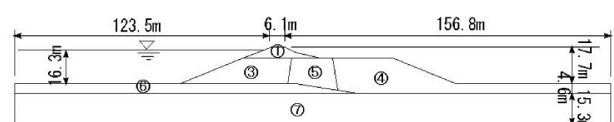


図-8 Upper San Fernandoダムの解析モデル

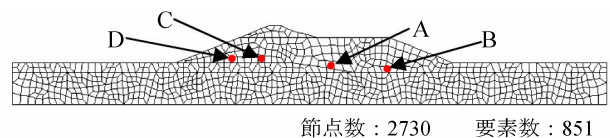


図-9 Upper San Fernandoダムの有限要素メッシュ

Upper San Fernandoダムは、①転圧盛土、③④水締め砂質盛土、⑤コア材料、⑥上部沖積土、⑦下部沖積土で構成される。

Upper San Fernandoダムの高さが17.7mであるのに対し、崩壊に至ったLower San Fernandoダムの高さはその約2.4倍の42.1mである。

(2) 入力地震動波形

本検討では、Lower San FernandoダムとUpper San Fernandoダムの中心地点からおよそ6km北に位置するPacoimaダムで観測された修正Pacoima Recordを用いた¹²⁾。修正Pacoima Recordの時刻歴図を図-10に示す。

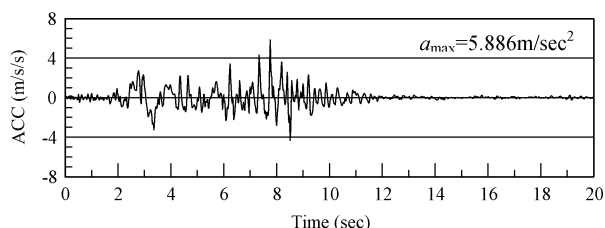


図-10 修正Pacoima Recordの時刻歴¹²⁾

本研究では、地震動終了後の過剰間隙水圧消散過程を考慮したダムの残留沈下量についても検討を実施した。そのため、動的有効応力解析の際には、地震動発生から終了までの解析時間を100秒とした。

5. 構成モデルと材料パラメータ

本研究で用いた材料パラメータを解析種別ごとに示す。なお、材料番号は図-6および図-8に示すとおりであり、Lower San FernandoダムとUpper San Fernandoダムが同じ材料で構成されていることから2つのダムで共通のパラメータを用いものとした。

(1) 定常浸透流解析

定常浸透流解析で用いた水平方向透水係数 k_x と鉛直方向透水係数 k_y を表-1に示す。

(2) 築堤・湛水解析

初期応力解析では、Mohr-Coulomb方式の弾完全塑性モデルを適用した。各材料の弾性係数 E 、単位体積重量 γ 、ポアソン比 ν 、粘着力 c 、内部摩擦角 ϕ を表-1に示す。

表-1 材料パラメータ

番号	E (kN/m ²)	γ (kN/m ³)	ν	c (kN/m ²)	ϕ (°)	k_x (m/s)	k_y (m/s)
①	1.02E+5	22.0	0.286	0.0	34	5.0E-6	2.0E-6
②	1.02E+5	22.0	0.286	0.0	34	5.0E-6	2.0E-6
③	0.89E+5	19.2	0.286	0.0	34	1.0E-4	4.0E-5
④	0.98E+5	19.2	0.286	0.0	34	1.0E-4	4.0E-5
⑤	1.53E+5	19.2	0.286	0.0	34	5.0E-6	2.0E-6
⑥	1.53E+5	20.3	0.286	20.0	37	1.0E-5	4.0E-6
⑦	1.53E+5	20.3	0.286	20.0	37	1.0E-5	4.0E-6
⑧	1.02E+5	22.0	0.286	0.0	34	1.0E-5	2.0E-6
⑨	1.02E+5	22.0	0.286	0.0	34	1.0E-5	2.0E-6

(3) 動的有効応力解析（液状化解析）

動的有効応力解析では、Pastor-Zienkiewiczモデルを適用した。使用したモデルパラメータを表-2に示す。また、地盤の透水現象を考慮するために透水係数を入力するが、ここでは、表-1に示す定常浸透流解析に用いた透水係数を使用した。土の単位体積重量は表-1に示す築堤・湛水解析において設定した値を用いた。

表-2 Pastor-Zienkiewiczモデルのパラメータ

番号	K_{ev0}	G_{es0}	M_g	M_f	m_s m_v	α_g α_f	β_0 β_1	H_0 H_{U0}	γ γ_U
①	80	120	1.375	1.032	0.5 0.5	0.45 0.45	4.7 0.2	467 40000	11.4 9.4
②	80	120	1.375	1.032	0.5 0.5	0.45 0.45	4.7 0.2	467 40000	11.4 9.4
③	70	105	1.375	0.570	0.5 0.5	0.45 0.45	4.7 0.2	408.3 35000	11.4 9.4
④	75	112	1.375	0.825	0.5 0.5	0.45 0.45	4.7 0.2	408.3 37500	11.4 9.4
⑤	120	180	1.375	1.242	0.5 0.5	0.45 0.45	4.7 0.2	700 60000	11.4 9.4
⑥	120	180	1.375	1.242	0.5 0.5	0.45 0.45	4.7 0.2	700 60000	11.4 9.4
⑦	120	180	1.375	1.242	0.5 0.5	0.45 0.45	4.7 0.2	700 60000	11.4 9.4
⑧	80	120	1.375	1.032	0.5 0.5	0.45 0.45	4.7 0.2	467 40000	11.4 9.4
⑨	80	120	1.375	1.032	0.5 0.5	0.45 0.45	4.7 0.2	467 40000	11.4 9.4

ここに、 K_{ev0} は体積弾性係数、 G_{es0} はせん断弾性係数、 m_v は体積弾性指数、 m_s はせん断弾性指数、 M_g は塑性ひずみベクトルに関するCSL勾配、 M_f は直交ベクトルに関するCSL勾配、 α_g は応力比によりダイレイタンシーを決めるパラメータ、 α_f は応力比により直交ベクトルを決めるパラメータ、 β_0 はせん断硬化パラメータ1、 β_1 はせん断硬化パラメータ2、 H_0 は載荷時の塑性係数、 H_{U0} は除荷時の塑性係数、 γ は再載荷時の塑性変形に関するパラメータ、 γ_U は除荷時の塑性変形に関するパラメータである。

6. 液状化パラメータの同定

動的有効応力解析コード UWLC に付属されている要素試験シミュレーションプログラムを使用してPastor-Zienkiewiczモデルのパラメータを同定する。

ここでは、繰り返し非排水三軸試験から得られる液状化強度曲線にマッチングするようにシミュレーション解析を実施した。同定結果を図-12に示す。

一方、標準貫入試験結果と粒径加積曲線もわかっている。図-11より標準貫入試験結果¹³⁾から5段階に分けた深度ごとに平均N値を読み取り、道路橋示方書・同解説V耐震設計編（平成14年3月）に示される算定式によってそれぞれ動的せん断強度比R

の定量的な値を求める。

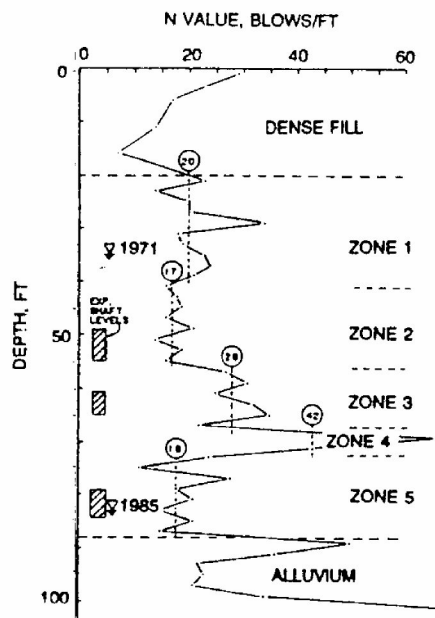


図-11 検討地点の標準貫入試験結果¹³⁾

算出した 5 つの値を図-12 に示す液状化曲線の繰返し载荷回数を 20 としてプロットすることにより，Pastor-Zienkiewicz モデルのパラメータの精度を確認する。

図-12 より，実験から得られた液状化強度曲線とシミュレーションから得られた曲線が近いことが分かる。また，N 値から計算した値もこの曲線近傍に分布しているため，同定したパラメータの精度が確かであると言える。

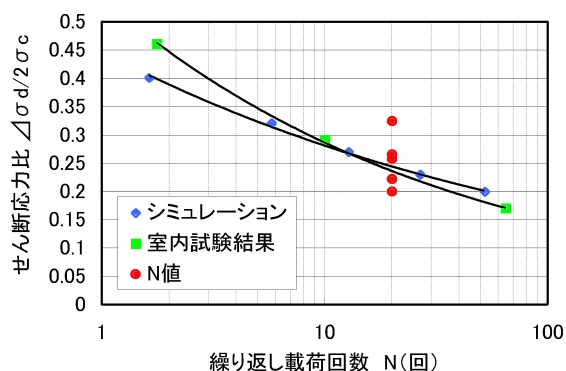


図-12 液状化強度曲線

7. Lower San Fernandoダムの解析結果

(1) 定常浸透流解析

定常浸透時の水圧コンタを図-13に示す。以下，Lower San FernandoダムをLowerダムと記す。

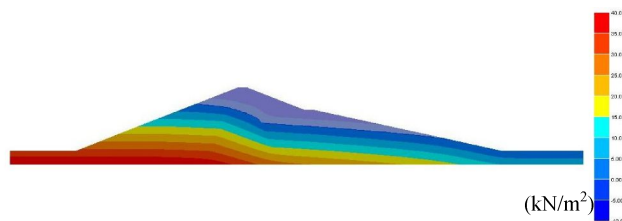


図-13 Lower ダムの定常浸透時の水圧分布状況

(2) 築堤・湛水解析

初期応力解析の結果を図-14 に示す。

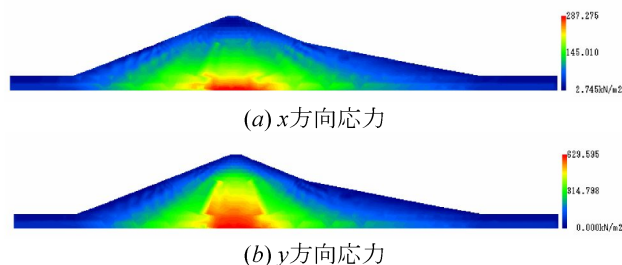


図-14 Lowerダムにおける地震前の応力分布

(3) 動的有効応力解析（液状化解析）の結果

地震後のダムの変形を図-15 に示す。図-15 より上流側に破壊とも言える大きな変位が生じたことが分かる。上流側法尻での水平変位ならびに水平変位速度の時刻歴を図-16、図-17 にそれぞれ示す。図-16 および図-17 より，主要動が終わった後も約 0.2m/s の速度で水平変位が進行することが分かる。図-17 によれば，地震開始後約 35 秒から 55 秒の間，水平変位速度が 0.24m/s から 0.14m/s まで小さくなる。これは地震後の過剰間隙水圧の消散によるものと考えられる。しかしながら，55 秒からの 2 秒間，水平変位速度は 0.21m/s まで上昇する。この水平変位速度が再び大きくなる時刻は，破壊が生じた時刻（ $t=60$ 秒）²⁾と概ね一致する。したがって，この現象は崩壊によるものと考えられる。

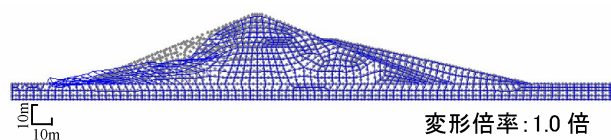


図-15 Lowerダムの残留変形 (t=100秒)

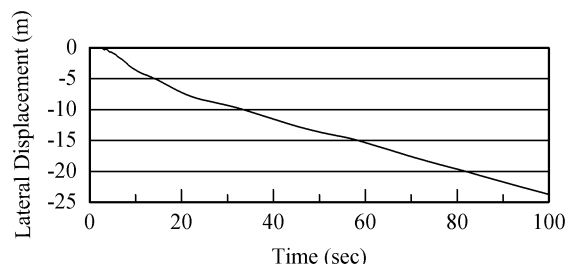


図-16 Lowerダム上流側法尻の水平変位の時刻歴

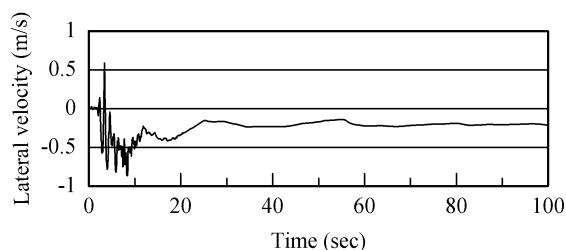
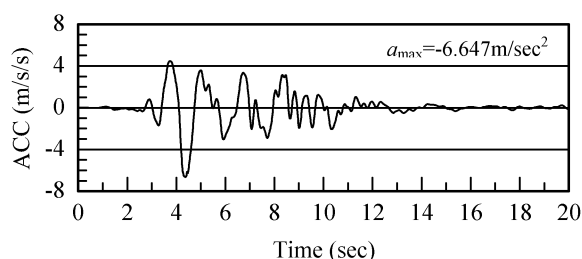
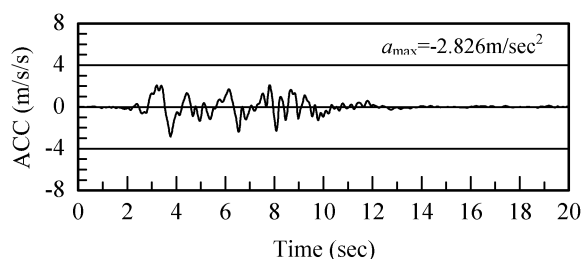


図-17 Lowerダム上流側法尻の水平変位速度の時刻歴

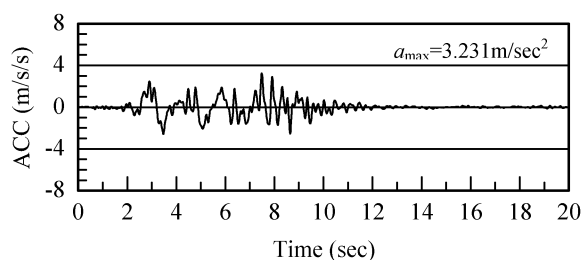
図-16によれば、ダム上流側法尻の水平変位は100秒間増加し続けているが、過剰間隙水圧の消散にしたがいせん断強度が回復し、次第に変位が収束に向かうと考えられる。



(a) Lowerダム天端中心 (H=51.6m)



(b) Lowerダムのコア天端中心 (H=35.0m)



(c) Lowerダムのコア底部中心 (H=9.5m)

図-18 Lowerダム天端中心、コアの天端中心と底部中心の加速度時刻歴 (H：解析モデル底面からの高さ)

Lowerダムの天端中心、コア天端中心およびコア底部中心の加速度時刻歴を図-18に示す。これらの図より、ダムの底部から天端に向かうにしたがい次第に振動周期が長くなることが分かる。

地震開始後 $t=10$ 秒および $t=60$ 秒のときの過剰間隙水圧比を図-19に示す。図-19より、上流側の水締め盛土の底部においては、過剰間隙水圧比が 0.7 程度になっていることが分かる。これにより、水締め盛土の強度が著しく低減した。また、地震開始後

60 秒後も上流側の水締め盛土の底部に高い過剰間隙水圧が残留していることが分かる。

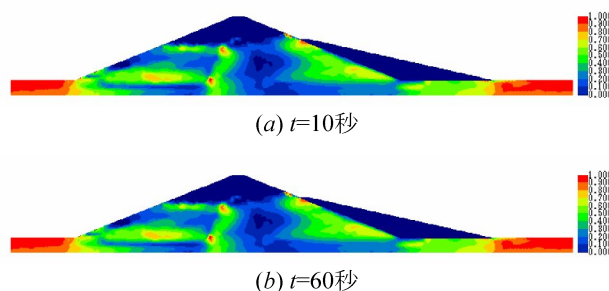


図-19 Lowerダムの地震による過剰間隙水圧比

上流側の代表的な 2 つの点 (点 A 及び点 B、それぞれの位置は図-7 を参照のこと) での過剰間隙水圧および過剰間隙水圧比の時刻歴をそれぞれ図-20、図-21 に示す。ダムのコア付近に位置する点 A は、上流側水締め盛土の中に位置する点 B と比較し初期応力が大きいので、地震による過剰間隙水圧が大きい。点 A では、地震が終わると過剰間隙水圧が消散し始め、100 秒までに約 100kPa の過剰間隙水圧が消散した。一方、点 B では、地震後 100 秒に至っても過剰間隙水圧の低下が見られない。解析では上流側水面下の地表面を排水境界としたため、上流側に位置する水締め盛土中の過剰間隙水圧が消散するとき、水の流れの方向は上流側の地表面に向いている。点 A の最大過剰間隙水圧が点 B より 150kPa も大きいため、点 B の過剰間隙水圧の消散は点 A のような高い過剰間隙水圧のところから伝達される過剰間隙水圧の上昇と相殺される。したがって、点 B での過剰間隙水圧は解析時間 100 秒まで低下しなかったと考えられる。また、図-19(a)より、上流側の崩壊が生じた 60 秒前後のときに点 B での水圧が約 2.5kPa 上昇したことが分かる。

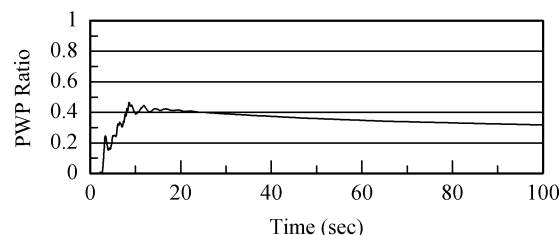
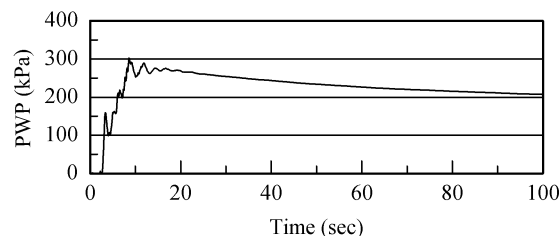


図-20 Lowerダムの点Aでの過剰間隙水圧と過剰間隙水圧比時刻歴

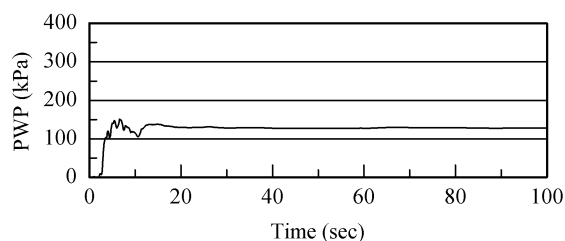
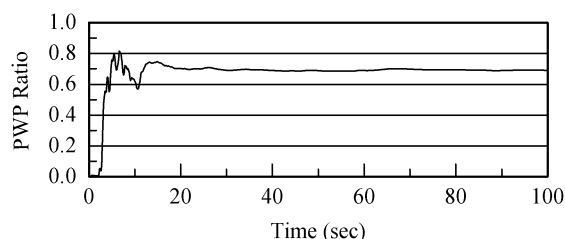


図-21 Lowerダムの点Bでの過剰間隙水圧と過剰間隙水圧比時刻歴



本研究により、地震動終了後の過剰間隙水圧消散過程における過剰間隙水圧の伝達メカニズムとLower San Fernandoダムが崩壊に至るまでの現象をよく再現できたといえる。

8. Upper San Fernandoダムの解析結果

(1) 定常浸透流解析

定常浸透時の水圧コンタを図-22に示す。以下、Upper San FernandoダムをUpperダムと記す。

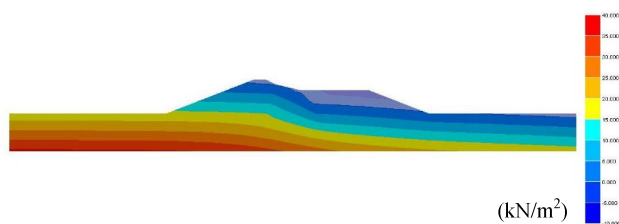


図-22 Upperダムの定常浸透時の水圧分布状況。

(2) 築堤・湛水解析

初期応力解析の結果を図-23に示す。

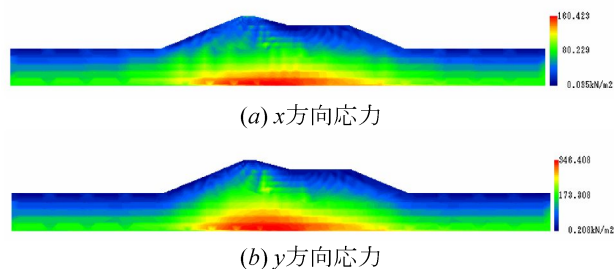


図-23 Upperダムにおける地震前の応力分布

(3) 動的有効応力解析（液状化解析）

地震後のダムの変形を図-24に示す。図-24よりダムに残留変位があるものの、Lowerダムのように大

きな変位が生じなかったことが分かる。

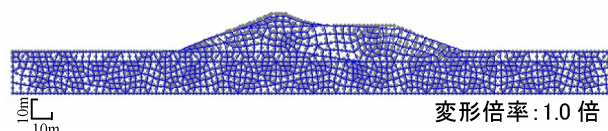
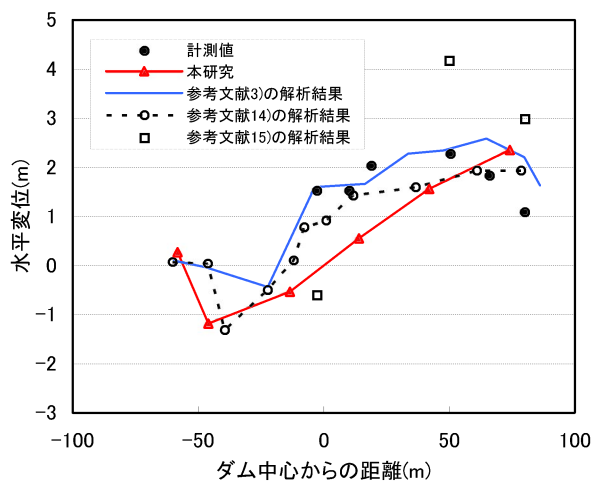
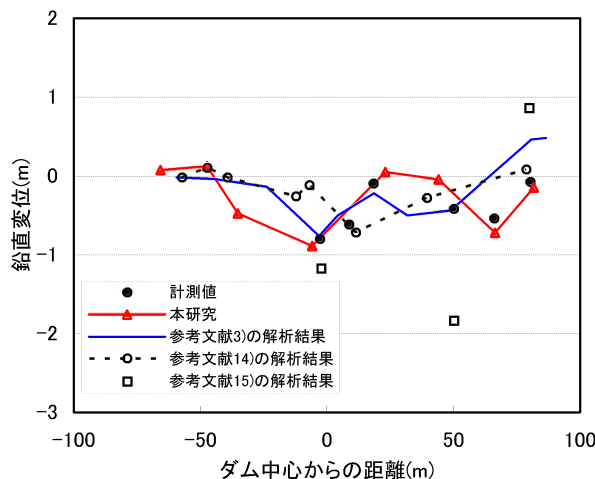


図-24 Upperダムの残留変形 ($t=60$ 秒)

ダム表面の残留水平変位および残留鉛直変位を図-25に示す。図-25より、本研究の解析結果は観測記録を概ね再現したことが分かる。



(a) 水平変位



(b) 鉛直変位

図-25 Upperダムのダム表面の残留変位

下流側裏小段での水平変位の時刻歴および下流側法尻付近での水平変位の時刻歴をそれぞれ図-26および図-27に示す。また、ダム天端中心の加速度時刻歴を図-28に示す。図-26、図-27より、地震動の終了とほぼ同時に水平変位の増加も止まったことが分かる。また、下流側裏小段および法尻付近での残留水平変位の解析結果はそれぞれ2.5m、1.2mであり、計測された残留水平変位（それぞれ2.2m、1.1m）³⁾とよく一致している。

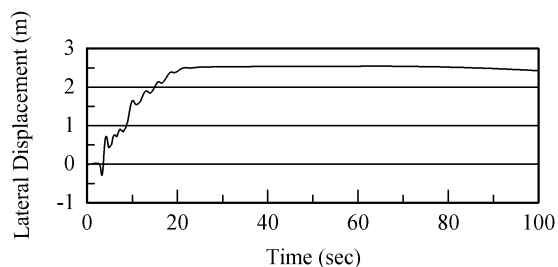


図-26 Upperダム下流側裏小段での水平変位の時刻歴

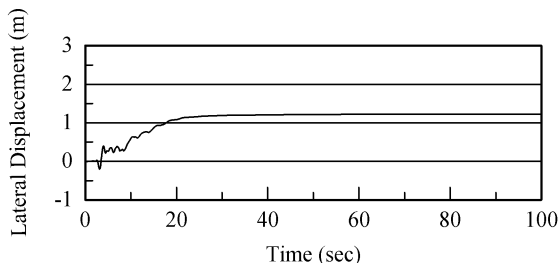


図-27 Upperダム下流側法尻付近の水平変位の時刻歴

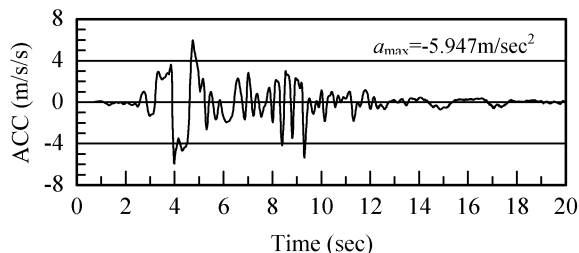


図-28 Upperダム天端中心の加速度時刻歴 (H=37.6m)

地震開始後 $t=10$ 秒および $t=60$ 秒のときの過剰間隙水圧比を図-29 に示す。図-29 より、上流側の水締め盛土の底部においては、過剰間隙水圧比が 0.6 程度になっていることが分かる。これにより、水締め盛土の強度が著しく低減した。また、地震開始後 60 秒後も上流側の水締め盛土の底部に高い過剰間隙水圧が残留していることが分かる。Lower ダムの地震による過剰間隙水圧比は Upper ダムよりわずか 0.1 程度大きいだけであるが、Lower ダムの堤体が Upper ダムより約 25 m も高いため、大きなせん断力が働き崩壊に至ったと考えられる。なお、ダム天端中心の最大応答加速度については、Lower ダムが 10% 程度大きいだけであり、有意な差は見られない。

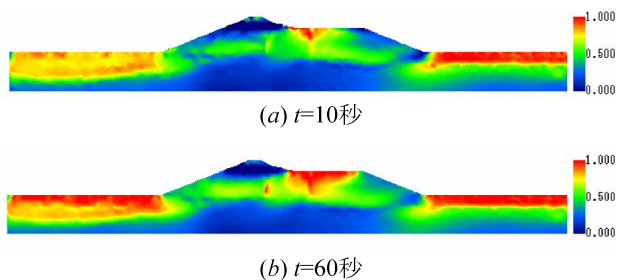
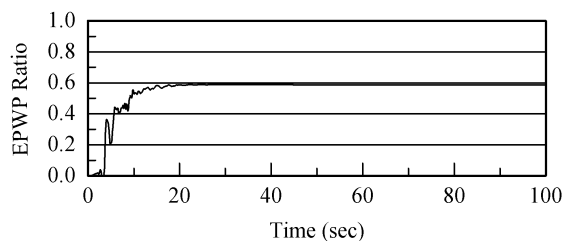


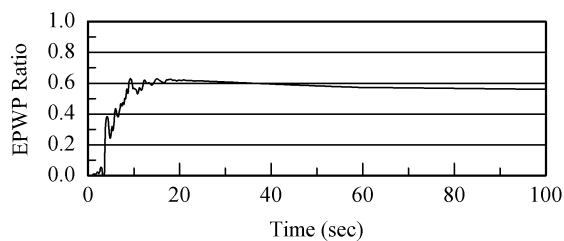
図-29 Upperダムの地震による過剰間隙水圧比

下流側の水締め盛土に位置する点A及び点B、上

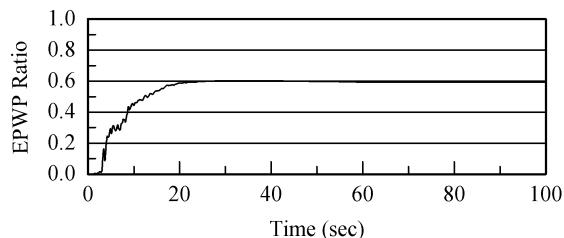
流側の水締め盛土内に位置する点C及び点Dでの過剰間隙水圧比の時刻歴を図-30に、点Aおよび点Bの過剰間隙水圧の時刻歴を図-31に示す。これらの図より、UpperダムはLowerダムとは異なり、過剰間隙水圧の消散がわずかしき起こらなかったことが分かる。これは、下流側小段の高い間隙水圧が点A、B、C、Dへ向かって消散することが原因と考えられる。



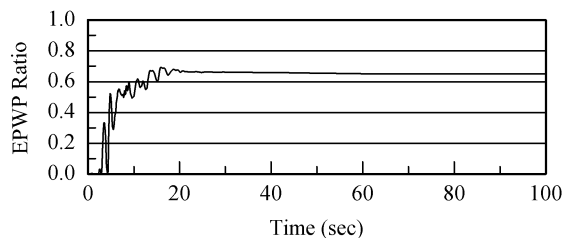
(a) Upperダムの点A



(b) Upperダムの点B



(c) Upperダムの点C



(d) Upperダムの点D

図-30 Upperダムにおいて点A、B、C、Dでの過剰間隙水圧比時刻歴

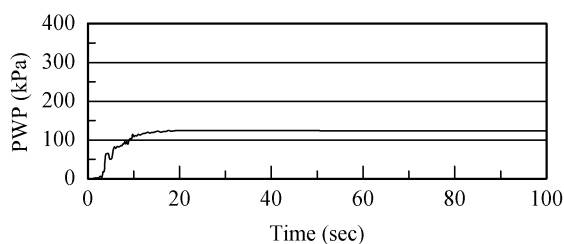


図-31(a) Upperダムの点Aでの過剰間隙水圧時刻歴

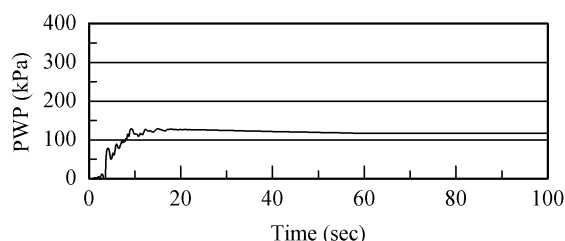


図-31(b) Upperダムの点Bでの過剰間隙水圧時刻歴

9. おわりに

本研究では、1971年2月9日のSan Fernando地震において被災した2つのダムを同時に対象として、浸透流解析、築堤・湛水解析および動的有効応力弾塑性解析を行い、観測記録との比較・検討を実施した上で残留変形が生じるメカニズムを解析的に明らかにした。崩壊に至ったLower San Fernandoダムと残留変形が生じたものの崩壊には至らなかったUpper San Fernandoダムの両者において観測記録と解析結果は良く整合したことがわかった。また、要素試験シミュレーションより精度の高い液化化パラメータが得られることを明らかにするとともに、N値から妥当なパラメータが得られる可能性を示した。

本研究で実施した解析により、合理的なフィルダムの変形性能評価が行えることを示した。

参考文献

- 1) Ming, H. Y. and Li, X., S.: Fully coupled analysis of failure and remediation of Lower San Fernando Dam, J. Geotech, Geoenviron. Eng., Vol. 129, No. 4, 336-349, 2003.
- 2) Seed, H. B., Lee, K. L., Idriss, I. M. and Makdisi, A. M.: The slides in the San Fernando dams during the earthquake of February 9, 1971, Journal of the Geotechnical Engineering Division, pp. 651-688, 1975.
- 3) Wu, G.: Earthquake-induced deformation analyses of the Upper San Fernando Dam under the 1971 San Fernando Earthquake, Can. Geotech. J. Vol. 38, pp. 1-15, 2001.
- 4) Seed, H. B., Idriss, I. M., Lee, K. L. and Makdisi, A. M.: Dynamic analysis of the slide in the Lower San Fernando Dam during the earthquake of February 9, 1971, Journal of the Geotechnical Engineering Division, pp. 889-911, 1975.
- 5) Khoei, A. R., Azami, A. R. and Haeri, S. M.: Implementation of plasticity based models in dynamic analysis of earth and rockfill dams: A comparison of Pastor Zienkiewicz and cap models, Computer and Geotechnics 31, pp. 385-410, 2004.
- 6) Farias, M. M., and Naylor, D. J.: Safety analysis using finite element, Computers and Geotechnics, Vol. 22, No. 2, pp. 165-181, 1998.
- 7) Zienkiewicz, O. C., Chan, A. H. C., Pastor, M., Schrefler, B. A. and Shiomi, S.: Computational Geomechanics with Special Reference to Earthquake Engineering, JOHN WILEY & SONS, 1999.
- 8) 株式会社フォーラムエイト：三次元浸透流解析 (VGFlow) 電子マニュアル, 2004.
- 9) 株式会社フォーラムエイト：弾塑性地盤解析 (GeoFEAS) 電子マニュアル, 2005.
- 10) 株式会社フォーラムエイト：地盤の動的有効応力解析 (UWLC) 電子マニュアル, 2004.
- 11) 田中忠次, 鶴飼恵三, 河邑眞, 阪上最一, 大津宏康：地盤の三次元弾塑性有限要素法, 丸善, 1996.
- 12) CSMIP: Strong Motion Instrument Program, Division of Mines and Geology, Department of Conservation, California, 1999.
- 13) Castro, G., Seed, R. B., Keller, T. O., Seed, H. B.: Steady-state strength analysis of Lower San Fernando Dam slide, Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 118, No. 3, pp. 406-427, 1990.
- 14) Beaty, M., and Byrne, P.: A simulation of the Upper San Fernando Dam using a synthesized approach. Proceedings of the 13th Annual Vancouver Geotechnical Society Symposium, May, pp. 63-72, 1999.
- 15) Moriwaki, Y., Tan, P. and Ji, F.: Seismic deformation analysis of the Upper San Fernando Dam under the 1971 San Fernando earthquake, Proceedings of the 1998 Specialty Conference on Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics III, Seattle. Geotechnical Special Publication 75, pp. 854-865, 1998.

(2007.4.6 受付)

EVALUATION OF SEISMIC DEFORMATION PERFORMANCE USING LIQUEFACTION ANALYSIS

Chiaki TAKAHASHI, Fei CAI and Keizo UGAI

Recently, coupled effective stress dynamic analysis is gradually used to calculate the residual displacement induced by the earthquake including the possible liquefaction. The evaluation of seismic deformation performance is dependent on the finite element code, constitutive laws and its parameters, and so on, so the reliability of numerical analysis is still discussed and should be improved now. This paper proposes to use seepage analysis, static finite element analysis, and coupled effective stress dynamic analysis to calculate the deformation of Lower and Upper San Fernando Dams induced by the San Fernando Earthquake. The major slide for the Lower San Fernando Dam and the residual deformation for the Upper San Fernando dam was re-produced well.