

土構造物の液状化時安定性評価手法の検討

高橋千明¹・蔡飛²・鶴飼恵三³

¹株式会社フォーラムエイト UC-1サポート第1Group
(〒153-0051 東京都目黒区上目黒2-1-1)

E-mail:chiaki@forum8.co.jp

²群馬大学工学部建設工学科助手 (〒376-8515 群馬県桐生市天神町1-5-1)

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

³群馬大学工学部建設工学科教授 (〒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円弧すべり計算に基づく Δu 法が用いられてきたが、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、土構造物の液状化による崩壊パターンとしてクラックやすべり破壊なども考えられるため、安定計算の有意性も残されているものとする。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、動的有効応力解析およびせん断強度低減法を適用した弾塑性解析を行った上で、残留変形と安全率の低下を表現できる合理的な土構造物の液状化時安定性評価手法を提案した。提案した手法を地震時崩壊が生じたLower San Fernandoダムに適用し、崩壊を良く再現できることを示した。

Key Words : Embankment, Liquefaction, Slope stability, Pore water pressure, Finite element method, Limit equilibrium method, Seismic design

1. はじめに

河川堤防やため池の堤体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 Δu 法が用いられてきたが、有限要素法による解析技術の向上により、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、主に堤体の沈下量で安全性の評価を行う。しかし、液状化による土構造物の崩壊パターンとして沈下の他にクラックやすべり破壊などの可能性も考えられ、地震動終了後にすべり破壊が発生した被災事例も報告されていることから、安定計算によるすべり面の推定と安全率の算出にも十分な意義が残されていると考える。

そこで本研究では、堤体および基礎地盤について、浸透流解析により定常浸透時の水圧分布状況を把握するとともに動的有効応力解析により変形量と過剰間隙水圧を算出し、定常浸透時の水圧と過剰間隙水圧の和を用いて液状化の影響を考慮した安定計算を行うことを試みた。安定計算手法として有限要素法と極限平衡法を実施し、安全率の変化も含めて両者を比較した。

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、動的有効応力解析および安定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 ④で算出した定常浸透時の水圧分布を用いて初期応力解析を行う。解析手法は全応力解析とし、水圧を節点荷重として与える。ここでは、全ての材料についてMohr-Coulomb方式の弾・完全塑性モデルを適用する。
- ⑥ ⑤で算出した初期応力を引き継ぎ動的有効応力解析を行う。全ての材料にPastor-Zienkiewiczモデルを適用し、解析モデル底面に地震加速度を入力する。湛水側水面下に位置する地表面を排水境界とする。
- ⑦ 各節点に対し、④で算出した定常浸透時の

水圧と⑥で算出した地震時の過剰間隙水圧の和を節点力として与え斜面安定解析を行う。安定解析手法として有限要素法と極限平衡法を用いる。有限要素法では静的状態でせん断強度低減法を適用し、極限平衡法ではFellenius法、修正Fellenius法、簡易Bishop法の3手法を適用する。

検討の流れを図-1に示す。

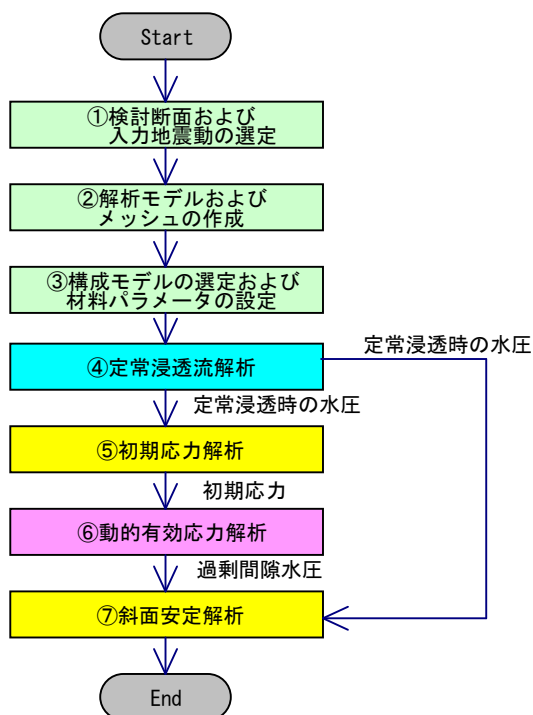


図-1 検討フロー。

(2) 解析手法および特徴

本検討では、浸透流解析、動的有効応力解析および弾塑性解析の3種類の有限要素解析を行った。各解析の目的を表-1に示す。

表-1 解析種別と目的。

解析種別	目的
浸透流解析 (VGFlow)	・ 定常浸透時の水圧分布状況の把握
動的有効応力解析 (UWLC)	・ 地震時液状化による変形量と過剰間隙水圧の算出
弾塑性解析 (GeoFEAS)	・ 初期応力解析 ・ せん断強度低減法によるすべり面の推定と安全率の算出

表-1に示す解析種別のうち、動的有効応力解析と弾塑性解析について説明する。

a) 動的有効応力解析

動的有効応力解析にはUWLCを用いた。UWLCで

は、有効応力解析用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理論によるPastor-Zienkiewiczモデルを適用する。また、地盤の透水現象を考慮することにより、地震動発生から終了後にわたり、過剰間隙水圧の上昇・消散過程における土の有効応力の変化を表現することができる。

UWLCでは有効応力法適用材料と全応力法適用材料を混在させることができる。本検討では、水位面以上の材料に対し水圧の影響を考慮しない全応力法を適用した。

b) 弾塑性解析

初期応力解析および有限要素法による斜面安定解析にはGeoFEASを用いた。GeoFEASは静的全応力解析を行う解析コードであるが、水圧を節点力として与えることにより間隙水圧の上昇による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、全ての材料に対しMohr-Coulomb方式による弾・完全塑性モデルを適用し、定常浸透時の水圧を考慮した自重解析を行った。一方、斜面安定解析では、全ての材料に対しMohr-Coulomb/Drucker-Prager方式による弾・完全塑性モデルを適用した上で、液状化時の水圧を考慮しせん断強度低減法によるすべり面の推定と安全率の算出を実施した。Mohr-Coulomb/Drucker-Prager方式は、降伏基準にMohr-Coulomb式、塑性ポテンシャルにDrucker-Prager式を用いる非関連流れ則である。

(3) 水圧の扱い

弾塑性解析および Δu 法における水圧の扱い方について説明する。

弾塑性解析では、節点の水圧を用いて等価節点力を計算する。ここで、初期応力解析の場合は、節点の水圧として定常浸透流解析により得られる水圧を用いる。せん断強度低減法により安全率を計算する場合は、定常浸透流解析により得られる水圧と動的有効応力解析により得られる過剰間隙水圧との和を用いる。

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(1)および式(2)よりそれぞれ求めることができる¹⁾。

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

$$\gamma_w i_y + \gamma_w = -\gamma_w \frac{\partial h}{\partial y} + \gamma_w = -\frac{\partial p}{\partial y} = -\sum_{i=1}^n \frac{\partial N_i}{\partial y} p_i \quad (2)$$

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 は要素の構成節点数である、

したがって、x、y方向の等価節点力は式(3)お

よび(4)に示すガウス積分より求められる。

$$\mathbf{f}_x^p = - \int_{\Omega} \mathbf{N}^T \frac{\partial p}{\partial x} d\Omega \quad (3)$$

$$\mathbf{f}_y^p = - \int_{\Omega} \mathbf{N}^T \frac{\partial p}{\partial y} d\Omega \quad (4)$$

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。

一方、△u法では節点の水圧から円弧すべり面上の任意点Aでの水圧を計算する必要がある。本検討では、①～③の手順で点Aの水圧値を計算した。

- ① 点Aの座標 (x_A, y_A) より、点Aが位置する要素を探索する。
- ② 点Aの局所座標 (ξ_A, η_A) を計算する。4節点4角形要素では全体座標から局所座標を直接計算できるが、8節点4角形要素の場合は繰返し計算が必要である²⁾。
- ③ 形状関数を用いて節点水圧より点Aでの水圧 p_A を求める。

$$p_A = \sum_{i=1}^n N_i(\xi_A, \eta_A) p_i \quad (5)$$

3. 検討地点

1971年2月9日のSan Fernando地震（震度6.6）により堤体が決壊した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³⁾。

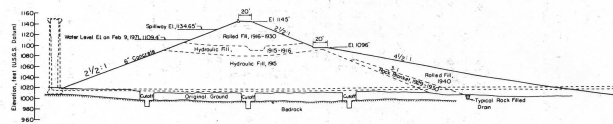


図-2 Lower San Fernandoダムの標準断面。

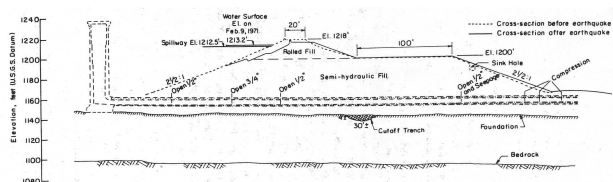


図-3 Upper San Fernandoダムの標準断面。

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-4に³⁾、Upper San Fernandoダムの変位状況を図-5⁴⁾に示す。

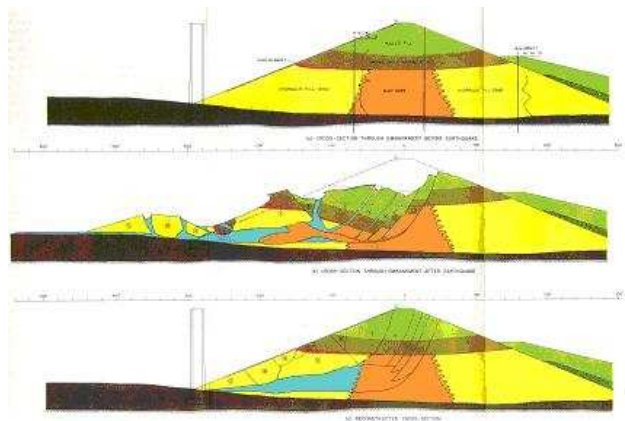


図-4 Lower San Fernandoダムの崩壊状況。

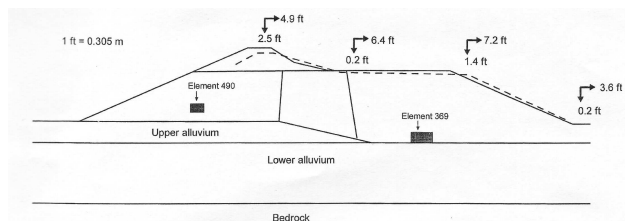


図-5 Upper San Fernandoダムの変位状況。

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-6⁵⁾、図-8⁴⁾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。

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。

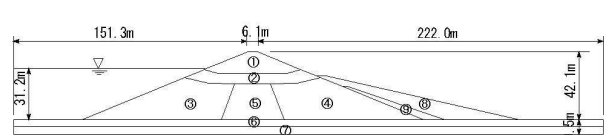


図-6 Lower San Fernandoダムの解析モデル。

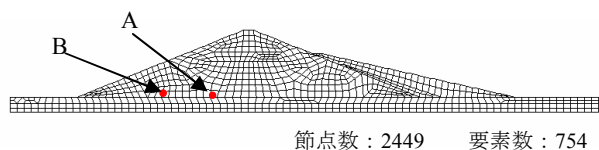


図-7 Lower San Fernandoダムの有限要素メッシュ。

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。

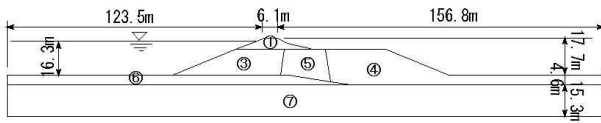


図-8 Upper San Fernandoダムの解析モデル。

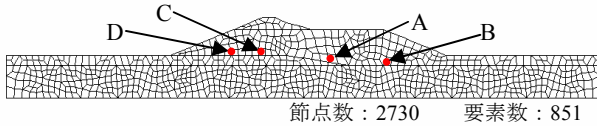


図-9 Upper San Fernandoダムの有限要素メッシュ。

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。

(2) 入力地震動波形

本検討では、Lower San FernandoダムならびにUpper San Fernandoダムの近傍で観測された修正Pacoima Record⁵⁾を用いた。修正Pacoima Recordの時刻歴を図-10に、フーリエスペクトルを図-11に示す。

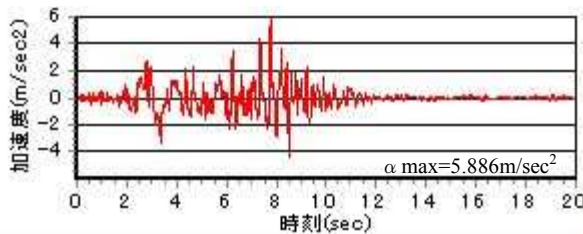


図-10 修正Pacoima Recordの時刻歴。

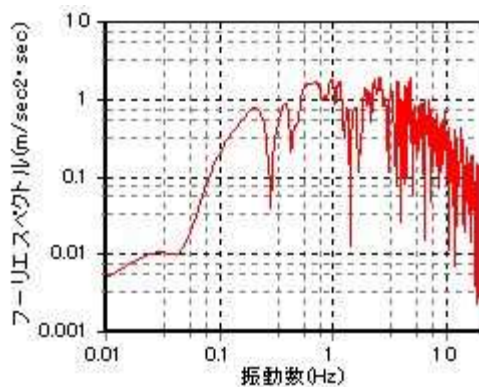


図-11 修正Pacoima Recordのフーリエスペクトル。

本研究では、地震動終了後の過剰間隙水圧消散過程におけるダムの安全率の変化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

Lower San FernandoダムならびにUpper San Fernandoダムについて、本検討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、2つのダムで共通のパラメータを用いた。

(1) 定常浸透流解析

定常浸透流解析で用いた透水係数を表-2⁷⁾に示す。

表-2 各材料の透水係数。

番号	k_x (m/sec)	k_y (m/sec)
①	5.00E-6	2.00E-6
②	5.00E-6	2.00E-6
③	1.00E-4	4.00E-5
④	1.00E-4	4.00E-5
⑤	5.00E-6	2.00E-6
⑥	1.00E-5	4.00E-6
⑦	1.00E-5	4.00E-6
⑧	1.00E-5	2.00E-6
⑨	1.00E-5	2.00E-6

(2) 初期応力解析

初期応力解析では、全ての材料に対してMohr-Coulomb方式の弾・完全塑性モデルを適用した。使用した材料パラメータを表-3^{4),5),6)}に示す。

表-3 Mohr-Coulomb方式の材料パラメータ。

番号	E (kN/m ²)	γ (kN/m ³)	ν	c (kN/m ²)	ϕ (°)
①	1.02e+5	22.0	0.286	0.0	34
②	1.02e+5	22.0	0.286	0.0	34
③	0.89e+5	19.2	0.286	0.0	34
④	0.98e+5	19.2	0.286	0.0	34
⑤	1.53e+5	19.2	0.286	0.0	34
⑥	1.53e+5	20.3	0.286	20.0	37
⑦	1.53e+5	20.3	0.286	20.0	37
⑧	1.02e+5	22.0	0.286	0.0	34
⑨	1.02e+5	22.0	0.286	0.0	34

(3) 動的有効応力解析

動的有効応力解析では、全ての材料に対して砂のPastor-Zienkiewiczモデルを適用した。使用したモデルパラメータを表-4⁶⁾に示す。また、地盤の透水現象を考慮するために透水係数が必要となるが、ここでは、表-2に示す定常浸透流解析と同様の透水係

数を採用した。土の単位体積重量は表-3に示す初期応力解析において設定した値を用いた。

表-4 Pastor-Zienkiewiczモデルのパラメータ。

番号	K_0	G_0	M_g	M_f	α_g α_f	β_0	β_1	H_0	γ γ_u
①	80	120	1.375	1.032	0.45	4.2	0.2	467.0	2.0
②	80	120	1.375	1.032	0.45	4.2	0.2	467.0	2.0
③	70	105	1.375	0.570	0.45	4.2	0.2	408.3	2.0
④	75	112	1.375	0.825	0.45	4.2	0.2	408.3	2.0
⑤	120	180	1.375	1.242	0.45	4.2	0.2	700.0	2.0
⑥	120	180	1.375	1.242	0.45	4.2	0.2	700.0	2.0
⑦	120	180	1.375	1.242	0.45	4.2	0.2	700.0	2.0
⑧	80	120	1.032	1.375	0.45	4.2	0.2	467.0	2.0
⑨	80	120	1.032	1.375	0.45	4.2	0.2	467.0	2.0

(4) 有限要素法によるせん断強度低減法を用いた斜面安定解析

せん断強度低減法を用いた斜面安定解析では、全ての材料に対してMohr-Coulomb/Drucker-Prager方式による弾・完全塑性モデルを適用した。使用した材料パラメータは初期応力解析で用いたものと同じである。

(5) 極限平衡法による斜面安定解析（円弧すべり計算）

震度法による安全率を求める際には、表-5³⁾に示す圧密非排水せん断強度を用いた。これらの強度は比較的低めの実験結果である¹⁾。改良 λ u法では表-3に示す初期応力解析で用いた有効せん断強度定数を用いた。

表-5 極限平衡法に用いた強度定数。

番号	γ (kN/m^3)	c (kN/m^2)	ϕ ($^\circ$)
①	22.0	57.5	20
②	22.0	57.5	20
③	19.2	57.5	20
④	19.2	57.5	20
⑤	19.2	57.5	20
⑥	20.3	74.7	27
⑦	20.3	74.7	27
⑧	22.0	57.5	20
⑨	22.0	57.5	20

6. Lower San Fernandoダムの解析結果

(1) 定常浸透流解析の結果

定常浸透時の水圧コンタを図-12に示す。

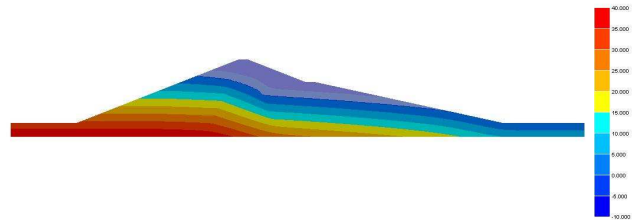


図-12 Lower San Fernandoダムの定常浸透時の水圧分布状況。

(2) 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-13に示す。図-13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速度の時刻歴を図-14、図-15にそれぞれ示す。図-14および図-15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して行くことがわかる。図-15によれば、地震開始後約35秒から55秒の間、水平速度が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、水平速度は0.21m/sまで上昇する。この水平速度が再び大きくなる時刻は、破壊が生じた時刻（ $t=60$ 秒）³⁾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。

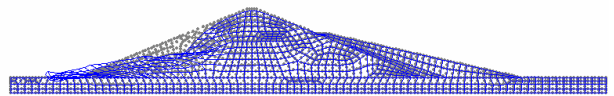


図-13 Lower San Fernandoダムの残留変形 ($t=100$ 秒)。

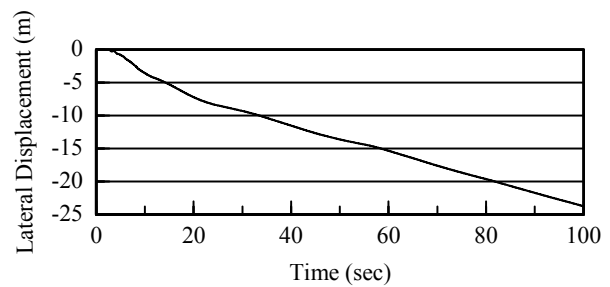


図-14 Lower San Fernandoダム上流側法尻の水平変位の時刻歴。

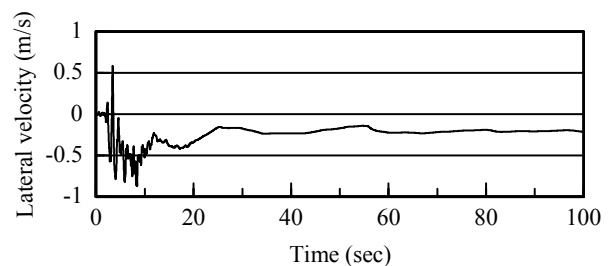


図-15 Lower San Fernandoダム上流側法尻の水平速度の時刻歴。

Lower San Fernando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-16，図-17および図-18にそれぞれ示す．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わかる．

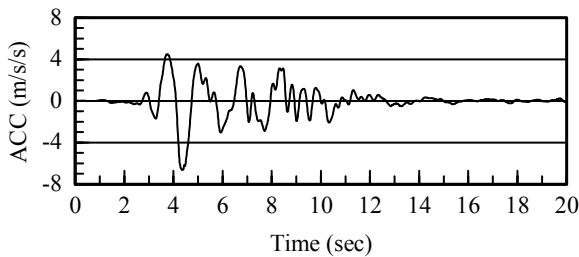


図-16 Lower San Fernandoダム天端中心の加速度時刻歴.

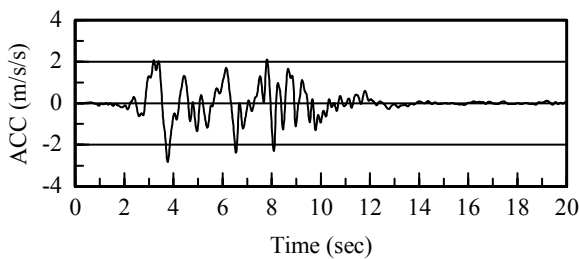


図-17 Lower San Fernandoダムのコアの天端中心の加速度時刻歴.

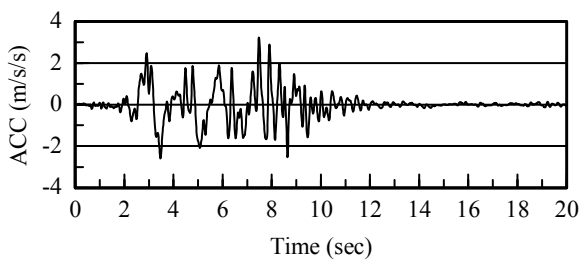


図-18 Lower San Fernandoダムのコアの底部中心の加速度時刻歴.

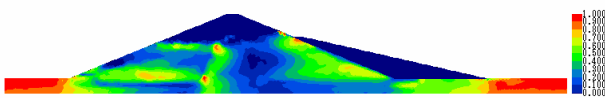


図-19 Lower San Fernandoダムの地震による過剰間隙水圧比(t=10秒).

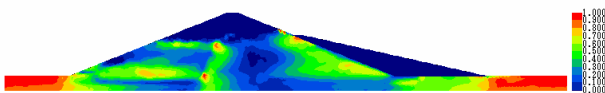


図-20 Lower San Fernandoダムの地震による過剰間隙水圧比(t=60秒).

地震開始後t=10秒およびt=100秒のときの過剰間隙水圧比をそれぞれ図-19および図-20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わかる．これにより，水締め盛土の強度が著しく低減した．また，図-20より，地震開始から60秒経過して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わかる．

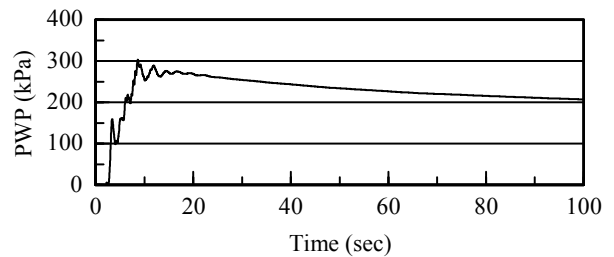


図-21 Lower San Fernandoダムの点Aでの過剰間隙水圧時刻歴.

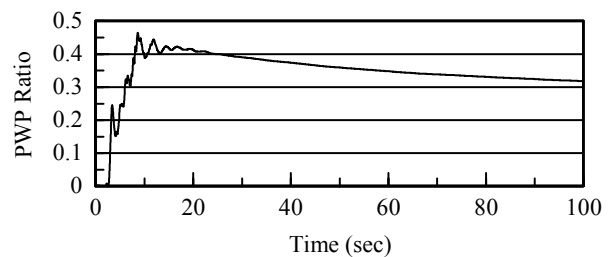


図-22 Lower San Fernandoダムの点Aでの過剰間隙水圧比時刻歴.

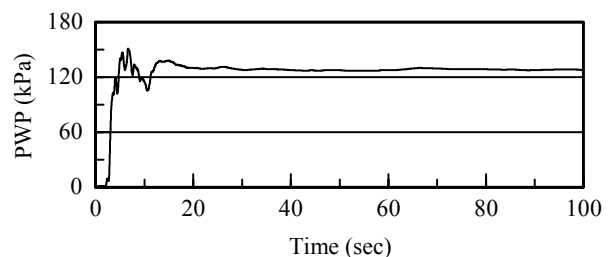


図-23 Lower San Fernandoダムの点Bでの過剰間隙水圧時刻歴.

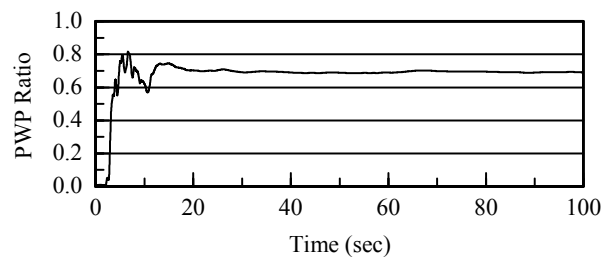


図-24 Lower San Fernandoダムの点Bでの過剰間隙水圧比時刻歴.

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図-21～図-24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ため，地震による過剰間隙水圧が大きい．しかし，点

Bは点Aより過剰間隙水圧比が大きい。点Aでは、地震が終わると過剰間隙水圧が消散し始め、 $t=100$ 秒までに約100kPaの過剰間隙水圧が消散した。一方、点Bでは、地震開始から $t=100$ 秒まで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も大きいから、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-22より、上流側の崩壊が生じた $t=60$ 秒前後のときに点Bでの水圧が約2.5kPa上昇したことがわかる。

(3) 安定解析の結果

震度法による安定解析にあたっては、水平震度を0.15と設定した。安全率の計算結果を表-6に示す。また、計算した臨界すべり面を図-25および図-26に示す。これらの結果から、簡易Bishop法が最も高い安全率を与えることがわかる。ここで計算した臨界すべり面はSeedらの結果^{3),5)}とほぼ同じである。安全率については、Seedらの論文で用いた方法が報告されていないため直接比較できないが、簡易Bishop法による安全率1.156はSeedらの安全率1.2と近い。また、常時 ($kh=0$) の安定解析で探索した臨界すべり面を用いた限定円弧法の安全率と非限定円弧の安全率との差はわずか0.012である。

表-6 常時の安全率および震度法による安全率。

計算法	Lower San Fernando Dam		Upper San Fernando Dam 上流側		Upper San Fernando Dam 下流側	
	$k_h = 0.00$	$k_h = 0.15$	$k_h = 0.00$	$k_h = 0.15$	$k_h = 0.00$	$k_h = 0.15$
Fellenius法	1.623	1.011	3.430	1.960	2.778	1.857
修正 Fellenius法	1.778	1.091	3.647	2.069	2.796	1.917
簡易 Bishop法	1.906	1.156	3.804	2.163	2.964	2.005
簡便法*	-	1.020	-	1.983	-	1.921
修正簡便法*	-	1.103	-	2.508	-	1.935
簡易 Bishop法*	-	1.164	-	2.174	-	2.043

*限定円弧法の計算結果

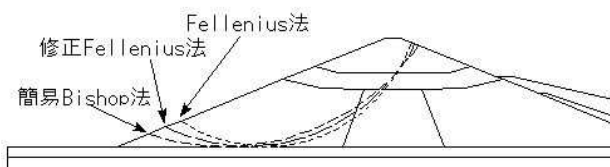


図-25 Lower San Fernandoダムの極限平衡法による常時 ($kh=0$) の安定計算結果。

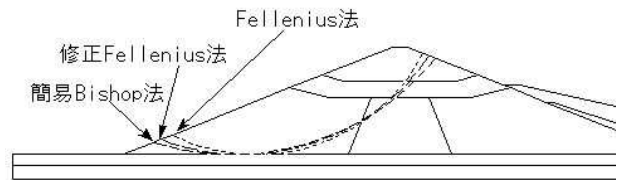


図-26 Lower San Fernandoダムの極限平衡法による地震時 ($kh=0.15$) の安定計算結果。

改良 Δu 法では、従来の Δu 法で用いられている液化化安全率 F_L に基づいて求めた過剰間隙水圧の代わりに、動的有効応力解析の $t=60$ 秒のときの過剰間隙水圧を用いている。また、改良 Δu 法では、安全率を算定する際に有効せん断強度定数を用いているため、定常浸透流解析により得られる間隙水圧と動的有効応力解析により得られる過剰間隙水圧との和を用いる必要がある。

Lower San Fernandoダムにおける改良 Δu 法の安全率の計算結果を表-7に示す。ここで、改良 Δu 法は限定円弧法のみを用いた。それぞれの計算法を適用して探索した臨界すべり面を図-27に示す。表-4に示すように有効せん断強度においては粘着力がゼロとなるため、円弧すべり面が浅い。

表-7 常時の安全率および改良 Δu 法による安全率。

計算法	Lower Dam		Upper Dam 上流側		Upper Dam 下流側	
	常時	震後	常時	震後	常時	震後
Fellenius法	0.742	-	1.026	-	1.538	1.121
修正 Fellenius法	1.598	0.965	1.741	1.029	1.547	1.177
簡易 Bishop法	1.660	1.356	1.787	1.253	1.581	1.164

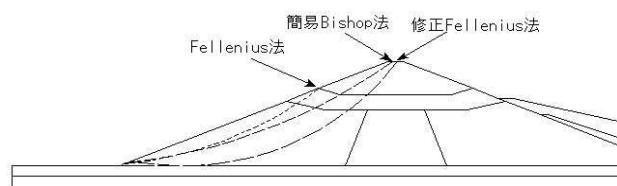


図-27 Lower San Fernandoダムの極限平衡法による改良 Δu 法の安定計算結果。

せん断強度低減法による安全率の計算も試みたところ、同じく表層崩壊が発生した。この推定すべり面を図-28に示す。算出された安全率は同手法による地震前の安全率1.54に対し0.88である。

ここで、表層崩壊を防ぐため表層の要素に1.0kPaの粘着力を与えてみたが、安全率が1.02に上がったものの崩壊範囲に大きな変化は見られなかった。これらの結果から、Lower San Fernandoダムにおいては、表層の浅い部分の崩壊が先に起こる可能性が高いと考えられる。これは従来の解釈と異なる。

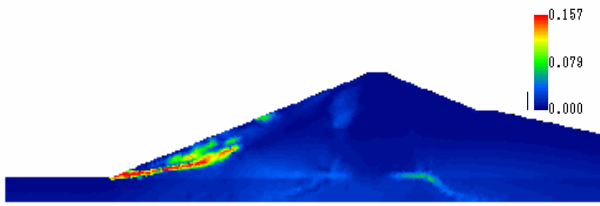


図-28 Lower San Fernandoダムのせん断強度低減法によるすべり面（崩壊直前のせん断ひずみ増分）。

7. Upper San Fernandoダムの解析結果

(1) 定常浸透流解析の結果

定常浸透時の水圧コンタを図-29に示す。

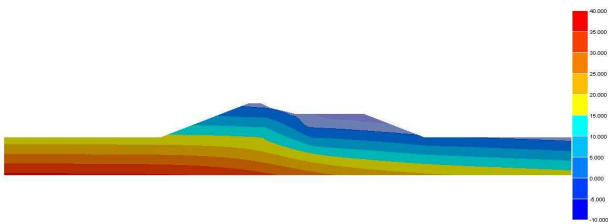


図-29 Upper San Fernandoダムの定常浸透時の水圧分布状況。

(2) 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-30に示す。図-30よりダムに残留変位があるものの、Lower San Fernandoダムのように大きな変位が生じなかったことがわかる。下流側裏小段および下流側法尻付近での水平変位の時刻歴を図-31および図-32にそれぞれ示す。この2つの図より、地震終了とほぼ同時に水平変位の増加も止まったことがわかる。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）と良く一致している。

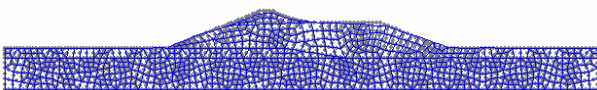


図-30 Upper San Fernandoダムの残留変形 (t=60秒)。

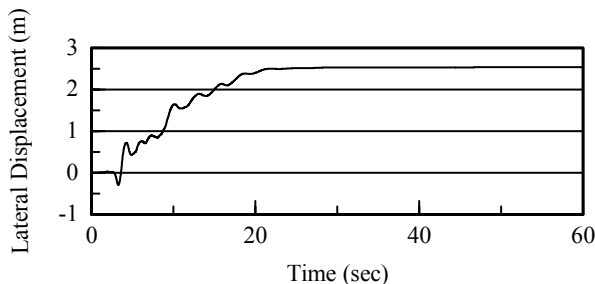


図-31 Upper San Fernandoダム下流側裏小段での水平変位の時刻歴。

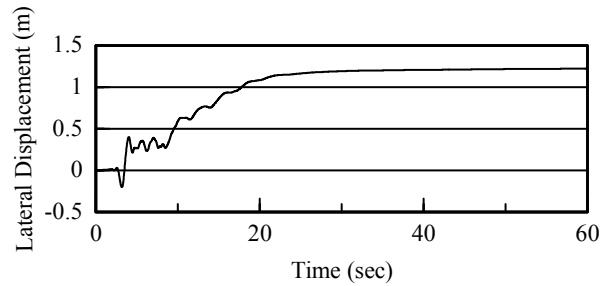


図-32 Upper San Fernandoダム下流側法尻付近の水平変位の時刻歴。

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-33および図-34にそれぞれ示す。図-33より、上流側の水締め盛土の底部において過剰間隙水圧比が 0.6 程度になっていることがわかる。これにより、水締め盛土の強度が著しく低減した。また、図-34より、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わかる。Upper San Fernando ダムの地震による過剰間隙水圧比は、先に示した Lower San Fernando ダムの過剰間隙水圧比と比較して 0.1 程度小さいだけである。しかし、Lower San Fernando ダムにおいては、堤体部が Upper San Fernando 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。

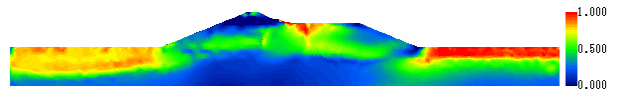


図-33 Upper San Fernandoダムの地震による過剰間隙水圧比(t=10秒)。

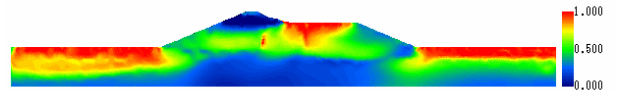


図-34 Upper San Fernandoダムの地震による過剰間隙水圧比(t=60秒)。

下流側の水締め盛土に位置する点 A および点 B、上流側の水締め盛土内に位置する点 C および点 D での過剰間隙水圧比の時刻歴を図-35～図-40 に示す。Upper San Fernando ダムは Lower San Fernando ダムとは違い、60 秒の解析時間の中で、地震後、過剰間隙水圧がわずかに消散するに止まった。点 A および点 B の過剰間隙水圧の時刻歴を図-39、図-40 にそれぞれ示す。この 2 つの点での上載荷重は概ね同等であるで、過剰間隙水圧もほぼ同様の値になっていることがわかる。点 A の過剰間隙水圧は地震開始から 60 秒の間ほぼ消散しなかったが、点 B は下流側の排水境界近傍であるため、若干過剰間隙水圧が消散した。これは Lower San Fernando ダム上流側に起こった現象とは異なってい

ることがわかる。

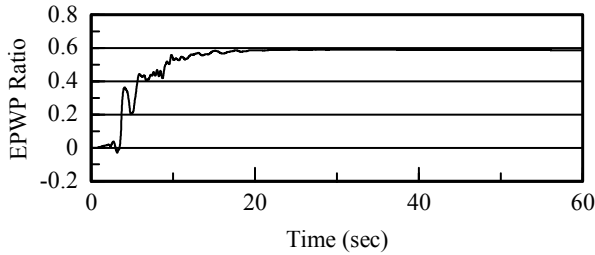


図-35 Upper San Fernandoダムの点Aでの過剰間隙水圧比時刻歴。

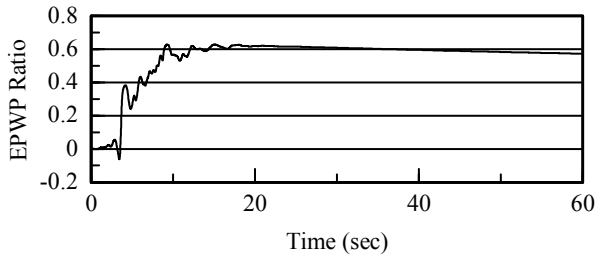


図-36 Upper San Fernandoダムの点Bでの過剰間隙水圧比時刻歴。

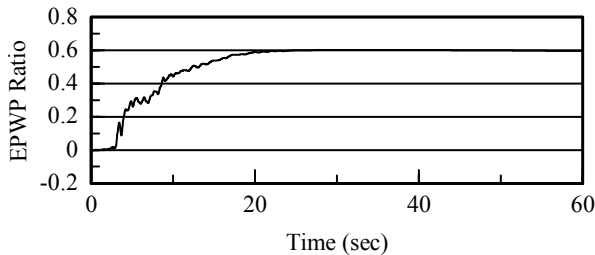


図-37 Upper San Fernandoダムの点Cでの過剰間隙水圧比時刻歴。

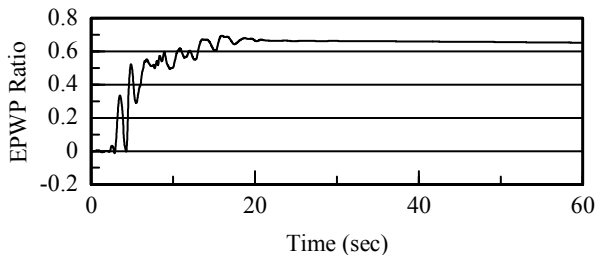


図-38 Upper San Fernandoダムの点Dでの過剰間隙水圧比時刻歴。

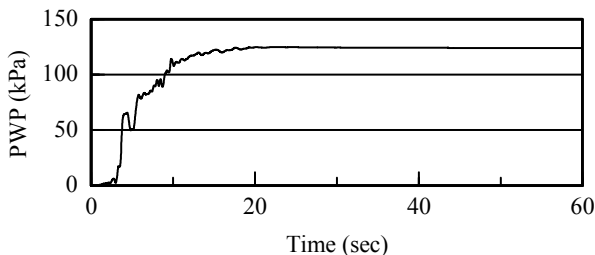


図-39 Upper San Fernandoダムの点Aでの過剰間隙水圧時刻歴。

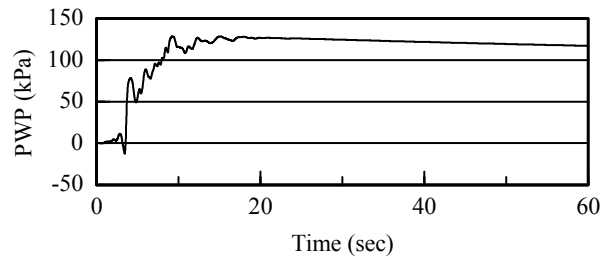


図-40 Upper San Fernandoダムの点Bでの過剰間隙水圧比時刻歴。

(3) 安定解析の結果

Upper San Fernandoダムの上流側および下流側における震度法の安定計算結果を表-6に示す。上流側および下流側共に約2.0の安全率があることがわかる。また、改良△u法による安全率を表-7に示す。Lower San Fernandoダムの安全率よりやや大きいものの、大きな差異がないことがわかる。したがって、Lower San FernandoダムおよびUpper San Fernandoダムにおいて、△u法の安全率は、地震動終了後の土構造物の安定性評価において、よい指標とはいえないであろう。

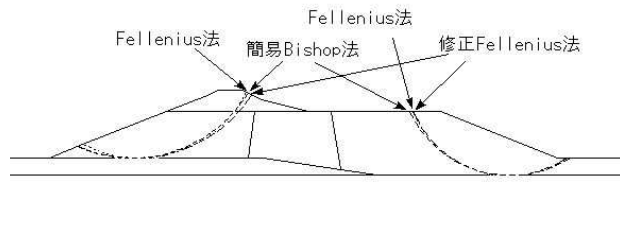


図-41 Upper San Fernandoダムの極限平衡法による常時 (kh=0) の安定計算結果。

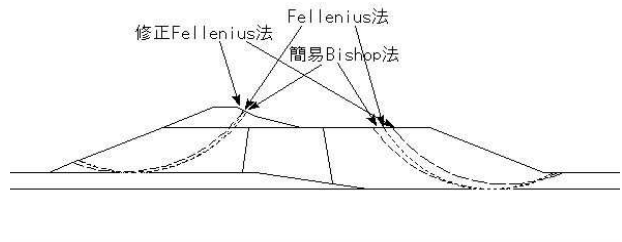


図-42 Upper San Fernandoダムの極限平衡法による地震時 (kh=0.15) の安定計算結果。

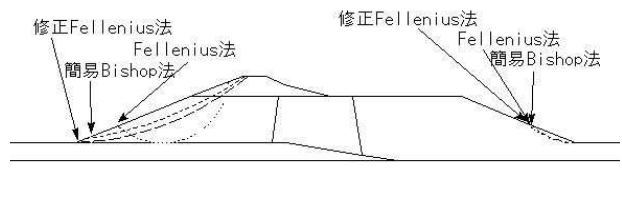


図-43 Upper San Fernandoダムの極限平衡法による改良△u法の安定計算結果。

7. おわりに

液状化地盤における土構造物の耐震設計では、円弧すべり計算に基づく Δu 法が用いられてきたが、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、土構造物の液状化による崩壊パターンとしてクラックやすべり破壊なども考えられるため、安定計算の有意性も残されているものとする。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、動的有効応力解析およびせん断強度低減法を適用した弾塑性解析を行った上で、残留変形と安全率の低下を表現できる合理的な土構造物の液状化時安定性評価手法を提案した。そして、提案した手法をLower San FernandoダムおよびUpper San Fernandoダムに適用した。Lower San Fernandoにおいては、上流側に生じた堤体の崩壊を良く再現できた。また、Upper San Fernandoダムの残留変位において、動的有効応力解析結果と計測結果がほぼ一致することがわかった。さらに、本研究で用いた事例では、 Δu 法により得られた安全率は土構造物の地震時安定性評価のよい指標とは言いがたいという結果となった。

参考文献

- 1) 田中忠治, 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.

- 2) Farias, M. M., and Naylor, D. J. (1998): Safety analysis using finite element, *Computers and Geotechnics*, Vol. 22, No. 2, pp. 165-181.
- 3) Seed, H. B., Lee, K.L., Idriss, I.M. and Makdisi, A. M. (1975): The slides in the San Fernando dams during the earthquake of February 9, 1971, *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, pp. 651-688, 1975.
- 4) Wu, G. (2001): 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
- 5) Seed, H. B., Idriss, I.M., Lee, K.L. and Makdisi, A. M. (1975): 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.
- 6) Khoei, A.R., Azami, A.R. and Haeri, S.M. (2004): 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.
- 7) Ming, H. Y. & Li, X. S. (2003): Fully coupled analysis of failure and remediation of Lower San Fernando Dam, *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, Vol. 129, No.4, 336-349.

(2005. 6. 16 受付)

SAFETY ANALYSIS OF EARTH WORKS INDUCED BY LIQUEFACTION

Chiaki TAKAHASHI, Fei CAI and Keizo UGAI

Seismic safety evaluation of earth works on liquefiable ground currently uses Δu -method or seismic coefficient method to calculate the factor of safety. Recently, coupled effective stress dynamic analysis is gradually used to calculate the residual displacement induced by the earthquake including the possible liquefaction. This paper proposes to use seepage analysis, coupled effective stress dynamic analysis, and shear strength reduction technique to calculate the deformation and the factor of safety. We analyzed the Lower and Upper San Fernando Dam using the proposed approaches. The major slide for the Lower San Fernando Dam and the residual deformation for the Upper San Fernando dam was re-produced well.