

(58) ロックフィルダムの変形に基づく地震時すべり破壊評価

○埼玉大学 渡辺啓行 開発計算センターシステム第4部 佐藤征四郎 村上恭子

1. 緒言

斜面あるいは盛土・フィルダム等の土構造物の耐震性評価内容は、地震時の斜面危険度を判定し、崩壊形態を想定した上で対策工を講じ安全性を確認するのが基本である。設計的観点からその内容を大別すると、設計地震動の策定、構造・応力解析、許容応力度（許容変形量、安全率等を含む）の策定、対策工の決定、等から成るものと考えられる。近年、電算機の普及と数値解析手法の発達によって、耐震設計における構造・応力解析には、動的解析が普通に用いられるようになってきている。しかしながら、解析結果から構造物の安定評価を行う手法は未だ確立されているとは言えない。動的解析結果に基づいて土構造物の耐震性を評価する方法として、初期の研究には、構造物内の一点での任意時刻の応力円の半径とモール・クーロンの破壊基準に内接する同心円の半径との比の逆数で定義する局所安全係数の分布に基づく安定性評価方法を提案したものである¹⁾。さらに、1971年2月9日に発生したサンフェルナンド地震で崩壊したサンフェルナンド下部ダムのかわりに建設されたロサンゼルスダムは動的解析に基づく繰返し応力と室内動的三軸実験に基づく累積ひずみ量とから、ダムの許容ひずみ量を評価して耐震設計が行われた²⁾。この手法は、動的解析に基づく液状化判定手法を基本としたもので、その後、液状化を伴わないフィルダムの耐震設計手法として提案されている³⁾。また、このような手法は、室内実験による材料の累積変形量を割線変形係数の低下として表現し、静的解析により地震後の土構造物の残留変形評価法として用いられるようになってきている^{4)~5)}。

他方、上記局所安全係数から出発して、堤体のすべり土塊の相対運動を規定する超過加速度から逐次破壊を評価するニューマークの方法⁶⁾に基づいて、土塊のすべり変形量を評価することによりロックフィルダムの耐震設計を行う手法を著者達の一人が提案した⁷⁾。本報告は、この手法を発展させ、多くの数値実験により変形に基づくロックフィルダムの地震時すべり破壊について考察を行なったものである。

2. 等価瞬間震度と安全率

表-1 解析ケース

A_g (gal)	150	200	300	450	600
T (sec)	0.125				
0.250		Case B	Case 4	Case 2	Case 1
0.375		Case A	Case 6	Case 3	
0.500	Case C	Case 5	Case 7		
0.625	Case 10	Case 8			

Peak Acc.	200	300	450
Earthquake			
El CENTRO 1940 NS	Case E(200)	Case E(300)	
HUOGANADA 1968		Case H(300)	Case H(450)

本報告における数値実験の解析ケースを表-1に示す。先の報告では表-1のケース1~8とAについて、それらの応答特性のみを示したが、本報告では、さらにケース9, 10, B, C, E(200)およびH(450)を追加している。材料物性、初期応力解析、横断面（高さ150m、上下流勾配1:2.5, 1:2.0）は先の報告と全く同一である。先の報告で提案したすべり安定評価の手順の第1は、応答の各瞬間ごとに上記局所安全係数が1以下となる要素でそのモビライズド面の向きを求めることである。上記局所安全係数を用いるのは、すべり得る面の向きを決定するためである。図-1に示すように、これらモビライズド面をつらねた潜在すべり面がほぼ円弧になることを先に報告した⁷⁾。このようにして決定した任意

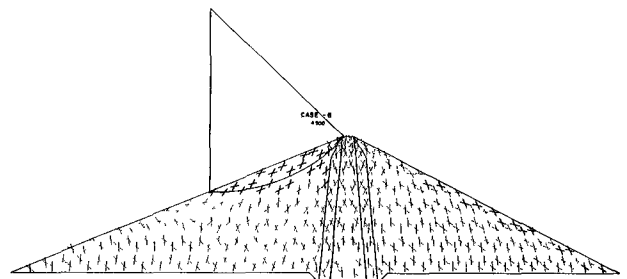


図-1 モビライズド面の分布例（文献7）

の潜在すべり円弧に対して、すべり線が通過する任意の有限要素 i が切り取るすべり線長を l_i とし、その要素内の応力に添字 i を付けて表わすと、任意の瞬間におけるすべり線に作用するせん断応力 τ_i およびその瞬間の静的プラス動的直応力とモール・クーロンの基準から定まる抵抗せん断応力 τ_{Ri} とから、潜在すべり円弧の安全率を

$$F_s = \frac{\sum \tau_{Ri} \cdot l_i}{\sum \tau_i \cdot l_i} \quad \text{--- (1)}$$

と書くことができる。一方、すべり線上土塊に作用する応答加速度を $\ddot{\alpha}(x, y)$ 、単位体積質量を $\rho(x, y)$ として等価瞬間震度 R_e を次式で定義した⁷⁾

$$R_e = \frac{\iint_C \rho(x, y) \cdot \ddot{\alpha}(x, y) dx dy}{g \cdot \iint_C \rho(x, y) dx dy} \quad \text{--- (2)}$$

R_e として水平成分と上下成分とがあるが、ここでは水平成分のみを考察の対象とする。

後に示すように、 F_s の時刻歴変動は R_e の時刻歴変動と相似した形状を示し、 R_e が高い所でピークを示す時刻に F_s は低い所でピークを示す。このようなピークを示す時刻のみについて、 F_s と R_e との関係を図-3(a)に示す。これは“O”地点に建設される高さ約98mのロックフィルダムで図-3(b)に示す断面をもち、これに同図(c)に示す1978年6月の宮城県沖地震開北橋TR波形を入力した応答に対して図中の6個のすべり円弧ごとに F_s と R_e とをプロットしたものである。図中の実線は、同一の円弧に対してスライス法によって求めた安全率と水平震度 R_H との関係を示すものである。

図-3(a)から明らか通り、動的解析による各瞬間の安全率は、スライス法によるものより若干大きくなるが、全体的には、動的解析による瞬間安全率と等価瞬間震度との関係は、スライス法における安全率と水平震度との関係と良い一致を示すと言うことができる。以上により動的解析によるすべり安全率と慣用設計法によるすべり安全率との関係が明らかになったと考えられる。

3. 擬似逐次破壊を表現する潜在すべり線上土塊の地震時すべり変形量

任意の潜在すべり線上土塊を考えると、土塊がすべり出すまでは堤体のすべり線に沿った合力は慣性力とつりあっているが、上下動加速度を含めた合震度 R_H が、すべり線の抵抗震度 R_R (降伏震度と仮称)を越えると土塊はすべり出す。土塊がすべり出すと降伏加速度以上の超過加速度は、すべり線より下方の堤体部分から土塊に伝達

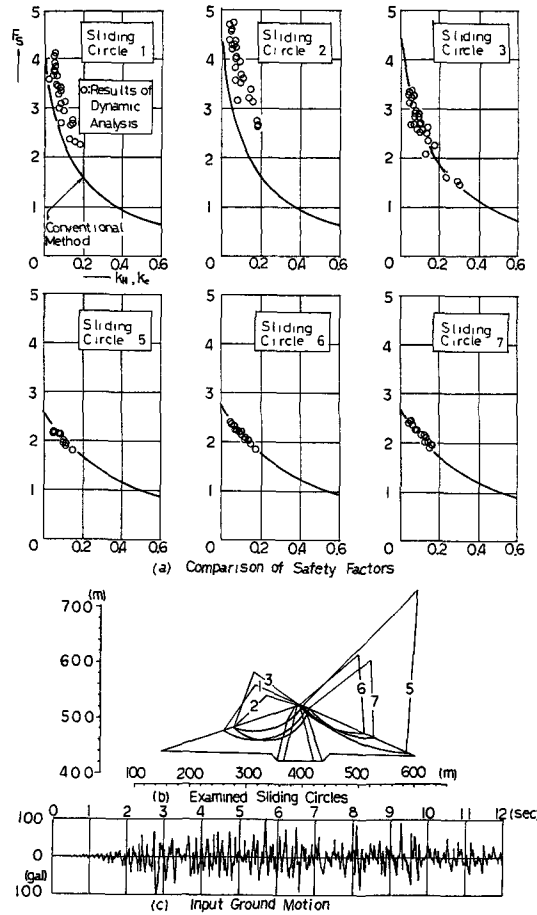


図-3 動的解析における等価瞬間震度と対応する瞬間安全率、慣用法における震度と安全率

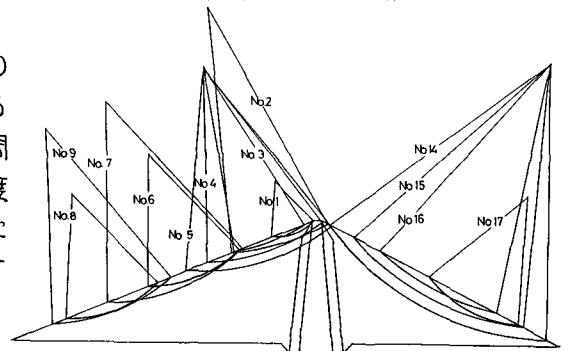


図-4 代表的すべり円弧

されなくなるのであるが、土塊と下方堤体との相対運動は超過加速度分だけ大きくなり下方堤体に固定した座標系では、土塊は超過加速度をもって相対的に運動することになる。下方堤体加速度が降伏加速度より小さくなると、土塊の相対加速度の符号が逆転し、土塊の運動にブレーキをかけることになる。

本報告の数値実験では、前報告⁷⁾で定めた17個の代表潜在すべり円弧のうち、実際にすべりを発生したと見做せるのは図-4 図-5 等価瞬間震度と安全率に示すNo. 1~9, No. 15~17の12個に過ぎない。これらの円

弧について、その上の土塊の等価瞬間震度とすべり円弧の安全率との時刻歴の例を図-5に示す。前述したように、両者の形状の相似性は非常に良好であると言える。このような等価瞬間震度 k_e と安全率 F_s とを用いて、水平方向の降伏震度 k_R と、これを超過する加速度 $(k_e - k_R)g$ に対する土塊の地震時すべり変形量 D_R とを次式で定義した。

$$k_R = F_s \cdot k_e + (F_s - 1) \cdot \tan \beta \quad \text{--- (3)} \quad D_R = \int_{t_0}^{t_1} \int_{t_0}^{t_1} (k_e - k_R) \cdot g \, d\tau \, dt \quad \text{--- (4)}$$

ここに、 t_0 は始めに $F_s = 1$ となる時刻、 t_1 は土塊の速度がゼロとなる時刻、 β は土塊の重心を通るすべり円弧の半径が鉛直となす角である。このようにして求めた土塊の地震時すべり変形量を算定した例としてすべり円弧3の場合を図-6に示す。

本報告における数値実験を含めて通常の動的解析では、等価線形解析が一般に使われる。したがって、土塊の等価瞬間加速度が降伏加速度を超過しても以後の計算では土塊を切り離すことはなく、ひきつづき完全形状の連続体としての計算を行うことになる。土塊の超過加速度はすべり線上の力の釣合いからすべり線上での下部堤体の加速度と考えられるが、土塊を切り離した場合と連続させに場合とでは応答に差が生じるはずであるので、正しい値ではない。しかしながら、図-4に示すようにロックフィルダムの潜在すべり面は比較的浅く、すべり土塊の大きさは全断面に比べてかなり小さいので、すべり線上の応答加速度値は土塊の有無により決定的な影響は受けないと考えられる。すなわち、第一近似として本報告のように考えることも有効であろう。目下、すべり要素と導入した検討を行っており、この誤差の程度を明らかにする予定である。

4. 正弦波地動による定常応答時の一周期あたりすべり変形量の特性和地震動によるすべり変形量評価への適用

表-1(a)に示す3ケース全てについて図-4に示す12個のすべり円弧上土塊の一周期あたりのすべり変形量 D_R を求め、多種類のパラメータごとにその特性和を検討した結果、図-7を得た。すなわち、正弦波定常応答の任意のすべり円弧上土塊の等価瞬間震度の最大値(振幅) k_{em} 、土塊がすべっている継続時間 $t_d (= t_1 - t_0)$ およびすべり変形量 D_R との間に図-7に示すような回帰直線が得られ、そのほぼ上限包絡線関係として次式を得た。

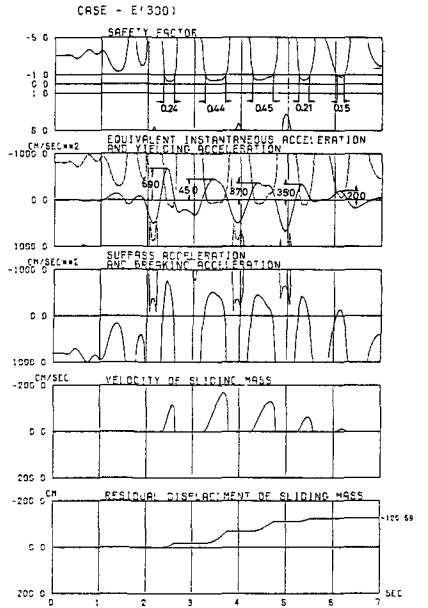
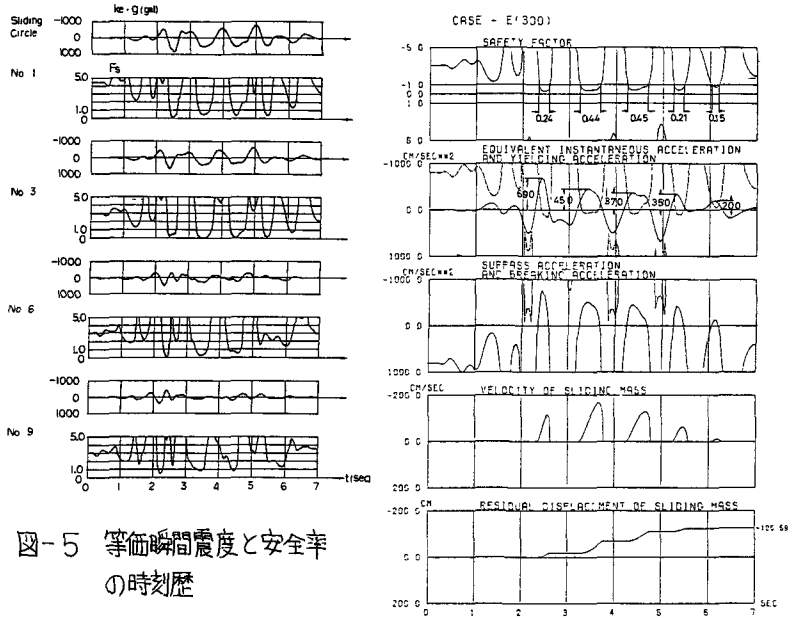


図-6 潜在すべり線上土塊の地震時すべり変形量の算定例

$$D_R = \frac{1}{2}(k_{em} \cdot g) \cdot t_d^2 \quad \text{--- (5)}$$

図-7 から明らかなように上記関係は地震の加速度振幅，周期，すべり円弧の位置，大きさによらず成立する。また，上式は初速度，初期変位がゼロの状態にて一定加速度 $k_{em} \cdot g$ によって t_d 時間内に発生する変位を表わす。さらに，(5)式の両辺に土塊の質量をかけて

$$m \cdot (D_R/t_d) = \frac{1}{2}(m \cdot k_{em} \cdot g) \cdot t_d \quad \text{--- (6)}$$

のように表現すると等価瞬間震度の最大値に相当する慣性力の t_d 時間の力積の $\frac{1}{2}$ が平均速度 D_R/t_d による運動量であることを示している。

碎石を使った模型ロックフィルダムの振動破壊実験では，すべり破壊は天端付近のみに発生し，破壊開始時の天端近辺の応答加速度は，2次共振+動数近辺まで振動数によらず一定となることが示されている。また，破壊実験のミュレーションからすべりを生じている継続時間 t_d と正弦波地震のくり返し回数 N との積が一定であることが予測されている。このことは，破壊と認められる変形量がある一定値以上であることから推測されたものであるが，(5)式から， N 波に対するすべり変形量を D_f とし， D_f 一定をもって破壊と定義すると次の関係が成立する。

$$\frac{1}{2}(k_{em} \cdot g)(N \cdot t_d^2) = D_f = \text{Const.} \quad \text{--- (7)} \quad \text{あるいは} \quad N t_d^2 = C \cdot (k_{em} \cdot g)^{-1} \quad \text{--- (8)}$$

したがって，すべり土塊の等価瞬間加速度振幅が一定なら， $N t_d^2 = \text{一定}$ のかわりに $N t_d^2 = \text{一定}$ となる。

正弦波のかわりに地震動に対するすべり変形量は(4)式から求められるが，(5)式で得られた特性から近似的に求めることができる。すなわち，(5)式の k_{em} を安全率が1以下となるときに等価瞬間震度のピーク値とし， t_d を安全率が1以下になっている継続時間で近似し，この状態の発生回数全てについて次式のように加え合わせる。

$$D_f = \sum \frac{1}{2}(k_{em} \cdot g) \cdot t_d^2 \quad \text{--- (8)}$$

計算結果の例を図-7 と表-2 に示す。表には(4)式による結果も併記してあるが両者の一致はかなり良い。

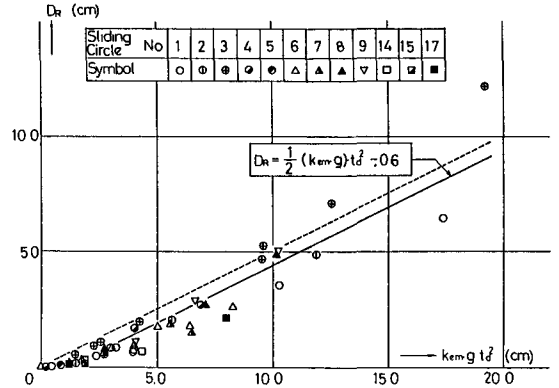


図-7 D_R , k_{em} および t_d の間の関係

表-2 提案した方法により計算したすべり変形量(E300)

Sliding Circle No.	Proposed Method D_R (cm)	Numerical Results D_R (cm)	Error (%) $\frac{D_R - D_R}{D_R}$
1	33.643	21.664	55.3
2	54.062	41.611	29.9
3	110.860	125.587	-11.7
4	54.667	44.530	22.8
5	21.447	14.909	44.1
6	23.954	28.088	-14.7
7	15.431	14.324	7.7
8	4.054	3.262	24.2
9	5.662	3.566	58.8

引用文献

- 1) 渡辺啓行, 高瀬ダムの地震応答挙動に関する数値解析的検討, 電力中央研究所報告No. 72550, 1973年2月
- 2) Dames & Moore Co., Studies to Evaluate the Seismic Stability of the Proposed Los Angeles Dam for the Department of Water and Power, the City of Los Angeles, September 11, 1973.
- 3) Seed, H.B., Consideration in the earthquake-resistant design of earth and rockfill dams, the Rankine Lecture 1979, Géotechnique 29, No. 3, pp. 215 - 263, 1979.
- 4) 中村邦男, 他4名, 盛土の地震時沈下解析, 第17回土質工学研究発表会, 講演集, pp. 1889~1892, 1982年
- 5) 佐々木 康, 他2名, 盛土の地震による変形量の解析手法, 前出4), pp. 1893~1896, 1982年
- 6) Newmark, N.M., Effects of Earthquakes on Dams and Embankments, Fifth Rankine Lecture, Géotechnique 15, No. 2, pp. 139 - 160, 1965.
- 7) 渡辺啓行, 馬場恭平, フィルダムの動的解析に基づくすべり安定評価手法の一考察, 日本ダム会議, 大ダム, No. 97, 1981年9月
- 8) Baba, K. and Watanabe, H., On a consideration for an earthquake-resistant design method for rockfill dams, Trans. the 13th Congress on Large Dams, New Delhi, 1979. Vol. II, pp. 1049 - 1074.