

資料 1—10 フィルダム本体の照査における地震応答解析

1. はじめに

フィルダム本体の耐震性能照査解析では、等価線形化法等による動的解析を行い、地震時のすべりに対する安定性を評価し、すべり等による損傷が生じるおそれがある場合には塑性変形解析を行い残留（永久）変形を評価する必要がある。

ここでは、フィルダム本体の耐震性能照査解析の一般的な手法として、等価線形化法による動的解析、およびその結果を用いてすべり変形量を求める塑性変形解析手法である Newmark 法と渡辺・馬場法について述べる。

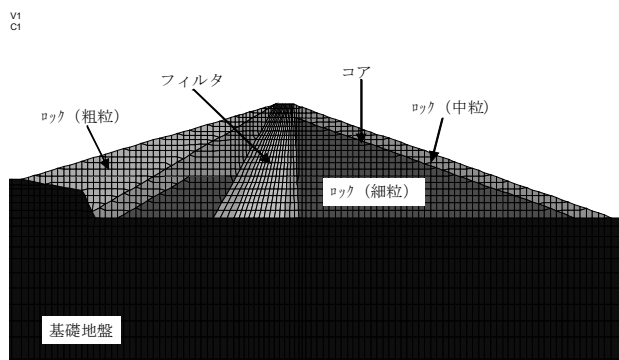
2. 等価線形化法による動的解析

フィルダムの動的解析手法としては、ひずみ振幅によって剛性や減衰定数が変化するという非線形性を単純な線形モデルで近似して行う等価線形化法が一般的に用いられている。線形モデルで近似してその動的応答を求め、その結果に対してすべり変形量を求める方法については実用的であり、これまでも一定の実績がある。このため、この指針(案)では主としてこのような解析手法による照査を想定している。

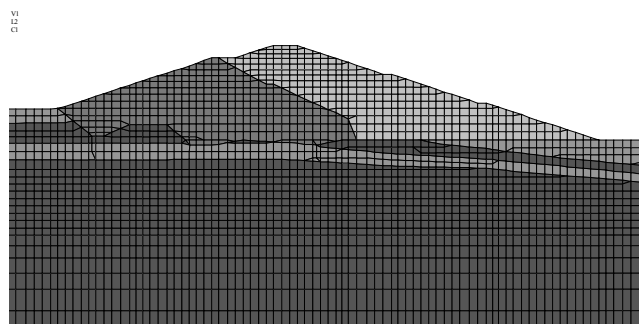
各形式のフィルダムについて、有限要素法による数値解析モデル作成の基本的な考え方および当該解析モデルへの地震動入力の考え方を表-1.10.1 および図-1.10.1 に示す。なお、解析に用いる有限要素モデルの作成にあたっては、ダム形式等に応じた構造特性や動的応答特性を踏まえ、解析結果が照査上危険側の結果とならないこと、解析結果の評価に必要な精度を確保できること、いたずらに計算量が大きくなることなどの点から適切なものとするよう留意する必要がある。

表-1.10.1 フィルダム本体の解析モデル等（一般的な考え方）

ダム形式	解析モデル	地震動入力	その他
土質遮水型ロックフィルダム	<ul style="list-style-type: none"> 一般には最大断面等地震時に最も厳しい条件となる断面を対象とした2次元モデルとすることができる。 砂礫地盤または土質地盤を基礎地盤とする場合、またはこれらを一部残す場合には、基礎岩盤を含めたモデル化を行う。 基礎地盤が良好な岩盤と考えられる通常の場合、堤体底面を剛結として堤体のみをモデル化することができる。 基礎地盤も含めてモデル化する場合には、基礎地盤部の境界条件としては領域外へのエネルギー逸散を適切に考慮できるものが望ましい。 	<ul style="list-style-type: none"> 基礎地盤部についてもモデル化する場合は、堤体底面、ないしはダム基礎岩盤相当部において、ダム地点において設定された照査用地震動（時刻歴加速度波形）が作用することとなるような地震動を解析モデルの基礎地盤部底面に入力する。 堤体のみをモデル化する場合、ダム地点において設定された照査用地震動（時刻歴加速度波形）を堤体底面に入力する。 	<ul style="list-style-type: none"> フィルダムにおける解析は一般に初期状態における応力・変形を求める静的解析結果と動的解析の結果を重ね合わせる。静的モデルでは、基本的に築堤解析・湛水解析による静的非線形解析によって堤体材料の物性を算出し、その結果得られた静的応力を初期応力として動的解析を行いその結果を重ね合わせる。 材料の物性値は実際に室内試験等から求めた値を用いることを基本とする。 減衰率は、当該ダムでの強震観測記録をもとに同定することが望ましい。適切な記録がない場合には、堤体材料の履歴減衰定数に波動の逸散を考慮した逸散減衰（経験的に15%程度）を付加することができる。
アースダム	<ul style="list-style-type: none"> 堤体材料に砂質系の材料を用いる場合、地震時の過剰間隙水圧による強度低下が問題となる場合がある。この場合、解析モデルには有効応力を考慮できるものとする。 基礎岩盤を含めてモデル化するものとするが、基礎地盤が良好な岩盤と考えられる場合、堤体底面を剛結として堤体のみをモデル化することができる。 特に堤体に加え基礎地盤も含めてモデル化する場合、基礎地盤部の境界条件は、領域外への地震動伝播を考慮し、エネルギー逸散が適切に考慮できるものが望ましい。 	<ul style="list-style-type: none"> 基礎地盤部についてもモデル化する場合は、堤体底面、ないしはダム基礎岩盤相当部において、ダム地点において設定された照査用地震動（時刻歴加速度波形）が作用することとなるような地震動を解析モデルの基礎地盤部底面に入力する。 	



(a) ロックフィルダム



(b) アースダム

図-1.10.1 フィルダム本体の解析モデルの例

3. すべり変形量を求める塑性変形解析

3.1 Newmark 法とすべりブロック法を組み合わせた算定手法^{1),2)}

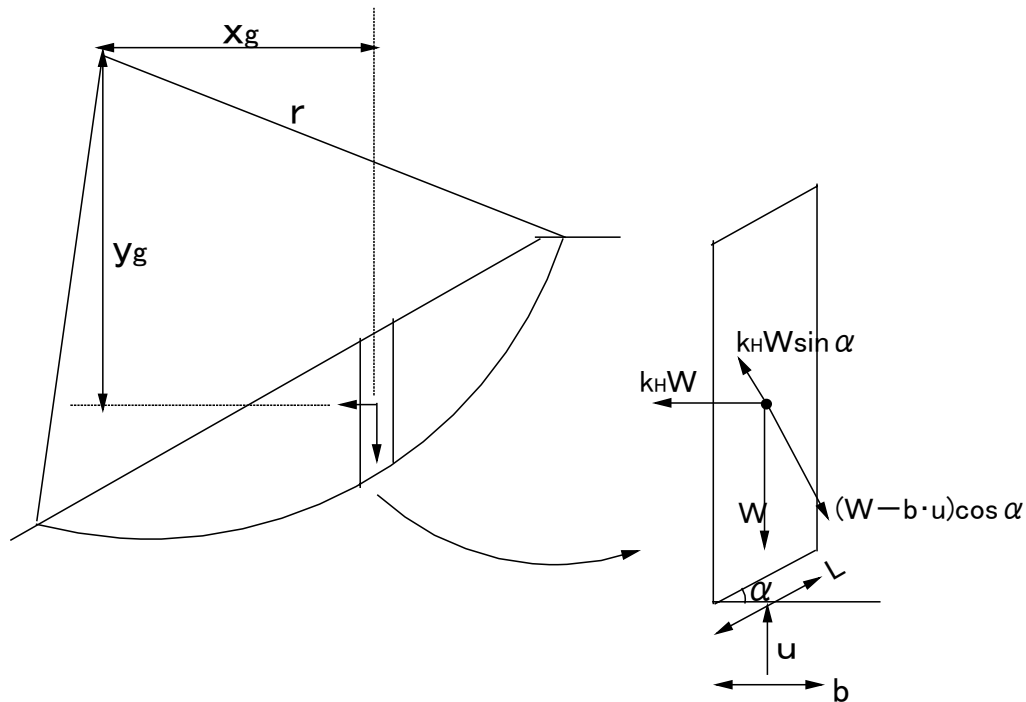


図-1.10.2 滑動変位計算モデル

Newmark 法は、すべり土塊を剛体として考え、すべり面に応力ひずみの関係から完全剛塑性性を仮定し、すべり土塊の滑動変形量を算定するものである。

まず、円弧すべり面を仮定した簡便分割法に基づいて安定計算を行い、想定するすべり円弧の降伏震度を求める。以下に Newmark 法の概要を示す。

すべり安全率 F_s は式(1.10.1)のように表される (図-1.10.2 参照)。

$$F_s = \frac{M_R}{M_{DW} + M_{DKH}} = \frac{M_{RW} + M_{RC} - k_H M_{RK}}{M_{DW} + k_H M_{DK}} \quad \dots \dots (1.10.1)$$

ここに、

M_R : 抵抗モーメントの合計

M_{DW} : 自重による滑動モーメント ($= \sum x_g W$)

M_{RC} : 粘着力による抵抗モーメント ($= r \sum c \cdot L$)

M_{DKH} : 地震慣性力による滑動モーメント ($= k_H \sum y_g W$)

M_{RW} : 自重による抵抗モーメント ($= r \sum (W - b \cdot u) \cos \alpha \cdot \tan \phi$)

M_{RK} : 地震慣性力 1G が作用した場合の抵抗モーメント ($= r \sum W \sin \alpha \cdot \tan \phi$)

M_{DK} : 地震慣性力 1G が作用した場合の滑動モーメント ($= \sum y_g W$)

いま、土塊が滑動する直前で釣り合っているとすれば、 $F_s=1$ 、 $k_H = k_y$ (降伏震度)として式(1.10.1)を变形することで式(1.10.2)が得られる。

$$k_y (M_{RK} + M_{DK}) = M_{RW} - M_{DW} \quad \dots \dots (1.10.2)$$

$(M_{RK} + M_{DK})$ は単位の慣性力(1G)が作用した場合の慣性力のみによる抵抗、滑動モーメントの総和の値で、それに降伏震度 k_y を乗じたモーメントは、自重による抵抗モーメントのあまり(抵抗 - 滑動)と釣り合っている。

ここで、動的解析による土塊の等価瞬間震度を k_{H0} とすれば、角運動量保存則より、

$$\dot{\theta} = \Delta M / J = (k_{H0} - k_y)(M_{RK} + M_{DK}) / J \quad \dots \dots (1.10.3)$$

ここで、

$\dot{\theta}$: 回転加速度

J : 土塊の慣性モーメント

k_{H0} が k_y を越えた分に対し、線形加速度法 ($\beta=1/6$) により逐次計算して回転角 θ を算定し、それに半径 R を乗じて変形量 δ とする。

$$\left. \begin{aligned} \dot{\theta}_{n+1} &= \dot{\theta}_n + \frac{1}{2}(\ddot{\theta}_n + \ddot{\theta}_{n+1})\Delta t \\ \theta_{n+1} &= \theta_n + \dot{\theta}_n \Delta t + \left(\frac{1}{2} - \beta\right)\Delta t^2 \ddot{\theta}_n + \beta\Delta t^2 \ddot{\theta}_{n+1} \\ \delta &= \theta \cdot R \end{aligned} \right\} \dots \dots (1.10.4)$$

なお、 k_y は式(1.10.2)より算定する。

また、等価震度の算定方法は以下に示すとおりである。

- (1) すべり線内部の要素をピックアップして対象とするすべり土塊要素を選択する。すべり線が要素を横切の場合は要素重心がすべり線内部であればすべり土塊の対象とする (図-1.10.3 参照)。

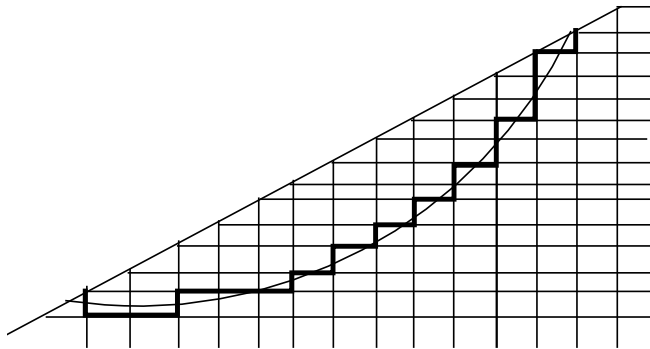


図-1.10.3 すべり土塊とする要素の抽出

- (2) 要素加速度を算定する。節点の加速度から形状関数を用いて要素内部加速度を仮定し、それを要素積分して要素加速度を求める。
- (3) (2) で求めた加速度に密度を乗じて要素慣性力を求め、すべり土塊全体領域で積分して土塊全体の慣性力を算定する。それを土塊重量で除した量を土塊平均加速度とする。

$$k_h = \frac{\iint \rho(x,y)\alpha(x,y)dx dy}{g \iint \rho(x,y)dx dy} \quad \dots \dots (1.10.5)$$

ここに、

α : 堤体内部点の加速度

g : 重力加速度

ρ : 堤体内部点の密度

3.2 渡辺・馬場のすべり土塊変形量の算定方法

渡辺・馬場³⁾は、すべり土塊の変形量の算出方法として潜在的すべり円弧上土塊の等価瞬間震度に対応する慣性力、重力、すべり円弧に作用する応力すべてに関する釣り合い式から、土塊がすべり出すのに必要な震度を降伏震度と定義し、これを超える震度が土塊に作用した場合にすべり変位が生じるとして計算する。等価瞬間震度 k_h は式-(1.10.5)により求めることができる。

鉛直震度の影響を無視した場合、降伏震度 k_{hy} は次式で求められる。

$$k_{hy} = F_s k_h + (F_s - 1) \tan \beta \quad \dots \dots (1.10.6)$$

ここに、 β は円弧中心と土塊重心との連結直線が鉛直線となす角度である。

降伏加速度を超過する加速度に対して、すべり線上の土塊の水平残留変位量 D_{rh} は次式で求められる。

$$D_{rh} = \int_{t_0}^{t_1} \int_0^{\tau} (k_h - k_{hy}) g d\tau dt \quad \dots \dots (1.10.7)$$

ここに、

k_{hy} : 降伏震度

t_1 : 土塊の速度がゼロとなる時刻

t_0 : 潜在すべり線の安全率が1となる時刻

以下にすべり安全率の算定方法を示す (図-1.10.4 参照)。

$$F_s = \frac{\sum_{i=1}^M l_i (c_i + \sigma_{ni}' \tan \phi_i) + \sum_{j=1}^P l_j A_j \sigma_{nj}' b_j + \sum_{k=1}^Q l_k A_k' \sigma_{nk}' b_k'}{\sum_{i=1}^M \tau_{Si} l_i + \sum_{j=1}^P \tau_{Sj} l_j + \sum_{k=1}^Q \tau_{Sk} l_k} \quad \dots \dots (1.10.8)$$

ここに、

M : すべり線を通る要素のうち
コア部を通る要素の数

P : すべり線を通る要素のうち
フィルタ部を通る要素の数

Q : すべり線を通る要素のうち
ロック部を通る要素の数

i, j, k : i, j, k 番目要素

l : すべり面上の要素 i, j, k を通過する
すべり線長さ

c_i, ϕ_i : 要素 i の強度定数 (コア材)

A_j, b_j : 要素 j の強度定数 (フィルタ材)

A_k', b_k' : 要素 k の強度定数 (ロック材)

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

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

ただし、 σ_n' が引張の場合には抵抗力を0とする。

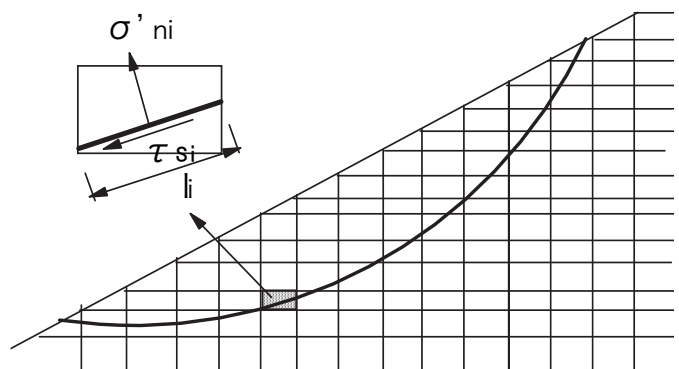


図-1.10.4 すべり線上の要素の応力

参考文献

- 1) Newmark, N. M. : Effect of earthquakes on dams and embankments, *Geotechnique* ,Vol.15, No.2, pp.139-159, 1965.
- 2) 舘山 勝、龍岡文夫、古関潤一、堀井克己：盛土の耐震設計法に関する研究, *鉄道総研報告*, Vol.12, No.4, pp.7-12, 1998.
- 3) 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, *大ダム*, No.97, p.29, 1981.

資料 1—1 1 フィルダム本体の照査における材料物性値の設定における留意点

1. はじめに

本指針(案)に示したフィルダムの耐震性能照査解析では、すべりに伴う塑性変形を算出することが重要になってくる。すべり変形解析においては、堤体材料の強度の与え方が最も重要になる。そのため、ここではすべり変形解析における堤体材料の強度の設定における留意点を示す。

なお、フィルダムの耐震性能照査解析における初期応力状態を把握するための盛立解析、湛水解析や地震時応答を評価するための等価線形化法による動的解析は、フィルダムの挙動分析を行う際に一般的に用いられている解析手法であるため、ここでその材料物性値の設定について触れない。

2. 堤体材料の強度の設定

堤体材料の強度特性としては、現場密度および飽和条件に応じた供試体に対する三軸圧縮試験によって得られたピーク強度を用いた上で、粗粒材料であるロック材料やフィルタ材料については強度の拘束圧依存性を考慮して評価することを基本とする。なお、現場密度条件としては、既設ダムの場合には現場管理試験結果に、新設ダムの設計に当たっては、現場施工条件を再現した盛立試験結果に基づいて設定する。これらの情報が存在しない場合には、照査上安全側という判断に基づいて、現場密度は設計密度相当とする。

現行設計法におけるフィルダムの築堤材料の強度は、一般に三軸圧縮試験の結果として得られた Mohr 円に対して Mohr-Coulomb の破壊規準を適用し、次式により評価される。

$$\tau_f = c + \sigma_n \cdot \tan \phi \quad \cdots \cdots (1.11.1)$$

ここに、

τ_f : せん断強度

c : 粘着力

ϕ : 内部摩擦角

σ_n : 想定しているせん断面に垂直な有効応力

土質材料であるコア材料については、粘着力を認めることは妥当と考えられるが、非粘着性材料であるロック、フィルタ材料については、見掛け上得られる粘着力は設計上 0 としている。

しかし、実際にロック材料の三軸圧縮試験を実施すると、破壊時の応力の Mohr 円は図-1.11.1 のように、その包絡線は直線ではなく、曲線となる。また、 $c=0$ として原点からそれぞれの Mohr 円に引いた内部摩擦角 ϕ_0 は、想定しているせん断面に垂直な有効応力 σ_n に対して図-1.11.2 に示すような分布となる。すなわち、 ϕ_0 は拘束圧によって異なり、図-1.11.2 の例では、拘束圧が小さいときは ϕ_0 は 60° 程度あり、大きくなると 40° 程度になる。これが、強度の拘束圧依存性である。

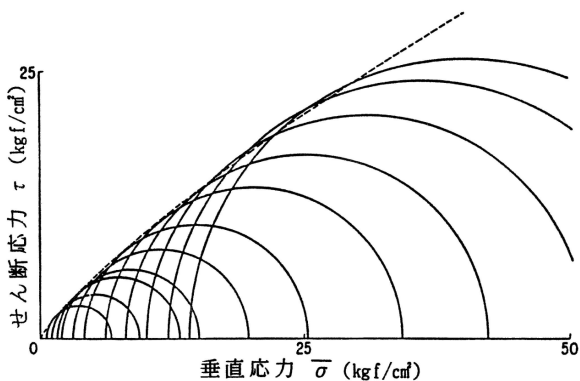


図-1.11.1 三軸圧縮試験結果¹⁾

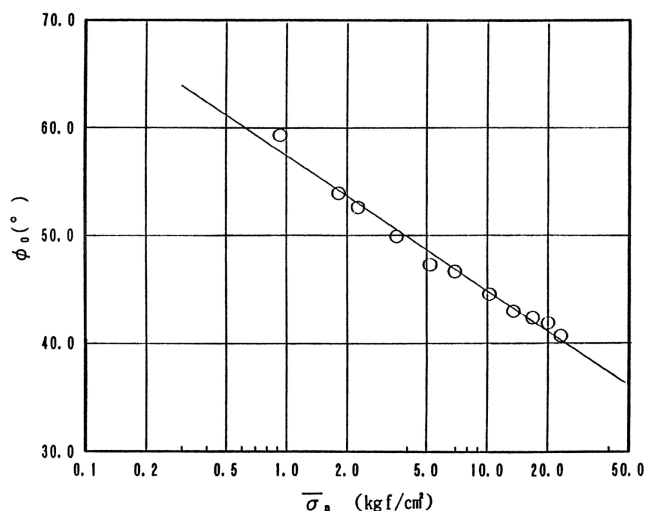


図-1.11.2 $\log \sigma_n$ と ϕ_0 の関係¹⁾

現行の設計に用いているロック材料やフィルタ材料の強度の決め方は、図-1.11.1 の応力の Mohr 円の包絡線を切片 c 、傾き $\tan \phi$ の直線で近似したうえで $c=0$ とし、その ϕ あるいは若干の安全側の余裕を見て設計強度とするというものである。このことを模式的に示すと、図-1.11.3 となる。したがって、拘束圧が低いときは実際よりかなり小さい値を設計値としていることになる。

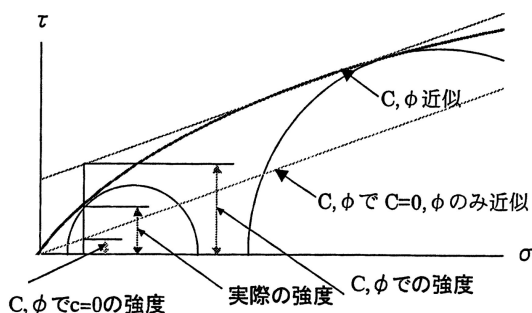


図-1.11.3 応力の Mohr 円の模式図²⁾

そのため、ロック材料やフィルタ材料の耐震性能照査に用いる強度は、その拘束圧依存性を考慮した次式によることとする。

$$\tau_f = A \sigma_n^b \quad \dots \dots (1.11.2)$$

$$\tau_f = \sigma_n \tan \phi_0 \quad \dots \dots (1.11.3)$$

ここに、 A, b は非粘着性材料のせん断強度に関する定数である。

しかし、すべり面が形成されるのは発生応力がピーク強度の状態を過ぎて残留強度に低下してからであることがわかっているため、ある程度大きな変形量が算定される場合には、必要に応じ、ピーク強度以降のひずみ領域におけるひずみ軟化に伴う強度低下を考慮する。なお、ピーク強度から残留強度に低下する際に生じるすべり変位量は、堤体材料の粒径に依存し、粒径が大きいほど大きくなる。

よく締固めたフィルダムの堤体材料の三軸圧縮試験結果に見られるようにピーク強度に達したあと、せん断強度が低下するひずみ軟化特性に関する体系的な研究として龍岡^{3)~6)}らの研究がある。龍岡らによると、平面ひずみ圧縮試験の結果より図-1.11.4 に示すせん断応力レベル比とせん断変位の関係を整理している。

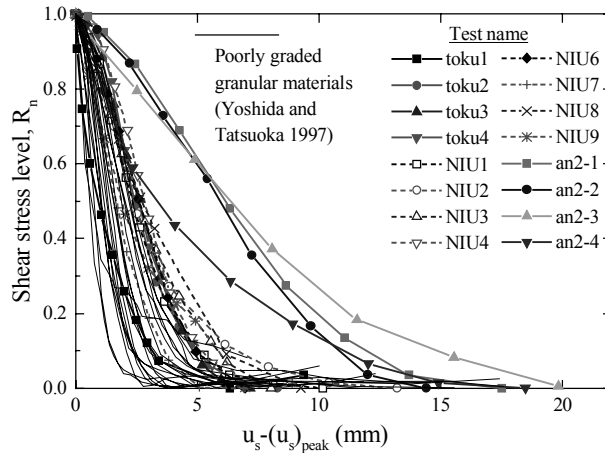


図-1.11.4 応力レベルとせん断変位の関係⁶⁾

また、Newmark 法などによりすべり変形量が算出されたからといって、直ちに残留状態に達して明瞭な分離面が生じると解釈すべきではない。実際のすべり面は、強度がピーク状態に達しただけでは発生せず、残留強度に達して初めて発現する。龍岡^{3)~6)}らの研究成果によると、すべり面が形成されるせん断変位量は平均粒径の 10 倍程度とされている。このことは、図-1.11.4 から明らかである。

一方、コア材料のような土質材料についてのピーク強度からの強度低下を考えて見る。Stark & Contreras⁷⁾は、3 地すべり地における地震時すべりについて、逆解析から求めた強度の室内試験結果に基づくピーク非排水強度に対する比とすべり量の関係を図-1.11.5 のように整理した。また、この図より、すべり量 d と強度の関係として、以下の関係を読みとっている。

- ① $d \leq 0.15m$ でピーク非排水強度の最低でも 80%は期待できる
- ② $0.15m < d \leq 2.5m$ ・・・ピークと残留の間の非排水強度
- ③ $2.5m < d$ ・・・非排水残留強度

さらに、この事実に基づいて、すべり量解析に用いる強度を以下のように提案している。

- ① $d \leq 0.15m$ ・・・（ピーク非排水強度 $\times 0.8$ ）を用いる = 安全側の評価。
- ② $0.15m < d \leq 2.5m$ ・・・ピーク非排水強度と残留非排水強度の間における低下傾向を試験により求めた場合にはその関係を利用。そうでない場合には残留非排水強度を用いる = 安全側の評価。
- ③ $2.5m < d$ ・・・非排水残留強度。

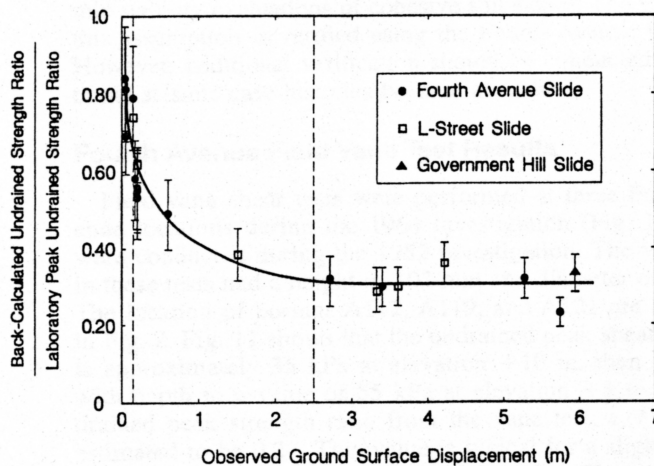


図-1.11.5 逆解析から求めた強度の室内試験結果に基づくピーク非排水強度に対する比とすべり量の関係⁷⁾

彼らの研究対象としている自然斜面に比べて、土質材料を人工的に管理して施工されるアースダムの物性のばらつきがきわめて小さいと考えられるため、0.15m 程度のすべり量まではピーク強度を用いて解析することで大きな問題はないものとする。なお、ピーク強度を用いて 0.15m 以上のすべり量が発生した場合は、より詳細な試験を実施した上でピーク強度から残留強度への強度低下過程を考慮したすべり計算が求められる。

参考文献

- 1) 建設省河川局開発課監修：フィルダムの耐震設計指数(案), (財)国土開発技術センター, 1991年3月.
- 2) ダム構造・設計等検討委員会 フィルダム設計合理化検討分科会：ダム構造・設計等検討委員会 フィルダム設計合理化検討分科会報告書, (財)ダム技術センター, 2000年3月.
- 3) 吉田達也：平面ひずみ試験における礫のせん断層の変形特性とロックフィルダムの地震時残留変位解析, 東京大学大学院工学系研究科社会基盤工学専攻土質/地盤研究室修士論文, 2003.3.
- 4) Yoshida, T., Tatsuoka, F., Siddiquee, M.S.A. and Kamegai, Y. : Shear banding in sands observed in plane strain compression, Localisation and Bifurcation Theory for Soils and Rocks (Chambon et al., eds.) , Balkema, pp.165-179, 1995.
- 5) Yoshida, T. and Tatsuoka, F. : Deformation property of shear band in sand subjected to plane strain compression and its relation to particle characteristics, Proc.14th ICSMFE, Hamburg, Vol.1, pp.237-240, 1997.
- 6) Oie, M., Sato, N., Okuyama, Y., Yoshida, Teru, Yoshida, Tetuya, Yamada, S. and Tatsuoka, F. : Shear banding characteristics in plane strain compression of granular materials, Proc. 3rd Int. Symp. on Deformation Characteristics of Geomaterials, IS Lyon 03 (Di Benedetto et al. eds.), Balkema, September, 2003.
- 7) Stark, T. D. and Contreras, I. A.: Fourth Avenue Landslide during 1964 Alaskan Earthquake, Journ. Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol.124, No.2., pp.99-109, 1998.