

極めて大きな地震動を受ける密な粒状体斜面の 耐震安定性評価法

松島亘志¹・小長井一男²

¹正会員 工博 日本学術振興会特別研究員 PD 東京大学生産技術研究所 (〒106 東京都港区六本木 7-22-1)

²正会員 工博 東京大学生産技術研究所 教授 (〒106 東京都港区六本木 7-22-1)

盛土やフィルダムなどの密な粒状体斜面が兵庫県南部地震のような極めて大きな地震動を受けた場合の動的安定性は、従来の修正震度法などの準静的手法による評価では不十分であり、材料が降伏して歪みの局所化が生じるような大変形挙動を考慮して評価すべきである。本研究は、無限斜面の滑りを仮定し、任意の厚さのせん断層を伴って変形する斜面の動的弾塑性変形解析過程を構成し、その解析結果を基に、斜面の構成粒子の平均粒径や、材料の peak 強度後の歪み軟化率など、従来考慮されていない諸因子が斜面の動的安定性に大きく影響を及ぼすことを示す。

Key Words: *dynamic slope stability, large deformation analysis, shear band width, strain softening*

1. はじめに

阪神大震災以降、極めて大きな地震動に対して構造物が重大な被害を引き起こさないための設計基準(第2段階の設計基準)の必要性がより一層高まっている¹⁾。ダムや堤防などの密な粒状体斜面が、極めて大きな地震を受けた場合の被害の程度は、材料が降伏するような場合も含めた最終的な塑性変形量に大きく依存する。従って、塑性変形の定量評価を妥当に行い、それを設計基準に反映させることが重要な課題となる。

斜面表層滑り量の簡便な評価法としては、Newmark²⁾の方法を基礎とする手法が各種提案されている³⁾。しかし、それらは剛体ブロックの滑りを仮定しているため、せん断層内の特性など、実際の粒状体の変形過程に重要な影響を及ぼす場合のある諸因子を十分に表現することができない。一方、有限要素法に代表される連続体解析手法でせん断層の発達まで解析することは一般に非常に困難である⁴⁾。その結果、構造の破壊モードや地震動特性が斜面の塑性変形量に及ぼす影響などに関しては、未だ明らかになっていない部分が多いのが現状である。

本研究は、粒状体斜面の滑りを無限斜面の滑りに単純化することで、構成則やせん断層幅などの粒状体の材料特性を比較的簡便に考慮することのできる動的弾塑性変形解析過程を構成し、その解析結果を基に、斜面の構成粒子の平均粒径や、材料の peak 強度後の歪み軟化率な

ど、従来考慮されていない諸因子が斜面の動的安定性に及ぼす影響について検討を加える。

2. 無限斜面変形量の数値解析法

田村ら⁵⁾は大型ロックフィルダム模型(高さ1.4m、堤長2m、のり面勾配1:1.5~3.0程度)の振動破壊実験を様々な材料や構造について行い、その破壊モードを検討している。図-1はその結果の一例であるが、崩壊は斜面にほぼ平行な表層滑りによって生じている。本研究では、このような崩壊のモードを図-2に示すような無限斜面(1次元斜面)の滑りに単純化して考える。そこから切り出してきた土の柱を高さ方向に要素分割し、各要素の運動方程式を考えることにより弾塑性解析過程を構成する。ここで、塑性変形に関しては、解析の安定性を意図して、各要素端の節点のみで構成則が適用されるものとし、以下の手順で各節点での変位、歪みを求めている。

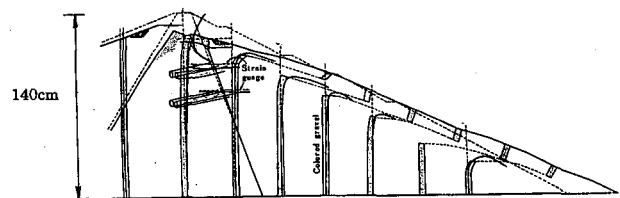


図-1 ロックフィルダム模型の振動破壊実験(田村ら)

(1)各節点において、弾性、塑性、除荷状態を判定し、それぞれの状態に応じて、構成関係を表す以下の式により節点のひずみを弾性成分と塑性成分に分解する。

・弾性および除荷状態

$$\sigma_x = G \frac{du_e}{dz} + c_e \frac{d}{dt} \left(\frac{du_e}{dz} \right), \quad \frac{du_p}{dz} = \frac{du_p}{dz} \Big|_{reached} \quad (1)(2)$$

ここに、 σ_x はせん断応力、 u_e 及び u_p はそれぞれ弾性及び塑性変位、 G 及び c_e はそれぞれせん断弾性係数、粘性減衰定数、 $\frac{du_p}{dz} \Big|_{reached}$ は、過去の塑性状態において到達した残留塑性歪みである。

・塑性状態

$$\sigma_x = G \frac{du_e}{dz} + c_e \frac{d}{dt} \left(\frac{du_e}{dz} \right) = \sigma_z \tan \phi_{mob} \quad (3)$$

ここに、 ϕ_{mob} は動員された内部摩擦角であり、塑性歪みの関数として与えるものとする。

(2) 得られた塑性ひずみを用い、要素内での塑性変位分布が2次式で表現されると仮定することにより、要素間の塑性変位の連続条件から各節点の塑性変位を求める。

上記の手法は、連続体の原則からは逸脱しているが、元々せん断層内の変形モードは、粒子それぞれの不連続な運動の結果を巨視的に見たものであり、連続体の力学での記述は困難である。本研究では、せん断層中心の最もせん断歪みの卓越する部分の構成関係が本質的であり、せん断層の他の部分は、いわば中心部分に引きずられるように、ある特定長さ内で変形が分布する、という考え方のもとに、上記の構成則の導入法を採用している。

3. 矩形単波を入力した場合の斜面変形解析例

前述の解析過程に基づいて、基盤にさまざまな振動加速度を加えたときの斜面表層の変形量の時刻歴解析を行った。解析に共通に用いた物性パラメータを表-1に示す。斜面の傾斜角および表層の厚さは、実際のロックフィルダムなどの構造サイズおよび、前述の田村らの実験結果を参考に定めた。微小歪み領域のせん断弾性係数及び粘性減衰定数は、文献(6)(7)などを参考に定めた。実際には、粘性減衰は塑性変形量にほとんど影響を与えず、計算の安定性のみを寄与するものである。要素分割は基本的に等分割としたが、アースダムのように構造に対して非常に薄いせん断層が生じる場合の挙動を検討するために、不均等に分割した場合もある。時間増分については、幾つかの予備解析を行なって誤差が十分小さいことを確認した上で、計算の安定性が保証される範囲で比較的大きな値を用いた。

本解析手法においては、塑性ひずみ γ_p と動員された

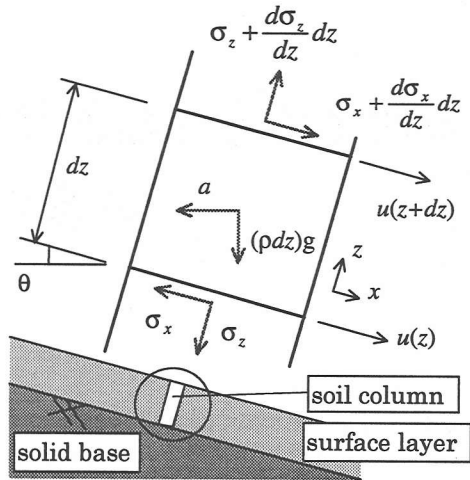


図-2 1次元斜面モデルと切り出した柱の運動方程式

表-1 解析に用いたパラメータ

(i) material properties	
mass density	1.6 (g/cm ³)
shear modulus	1.0×10 ⁹ (g/cm ² /s ²)
damping coefficient for elastic deformation	1.0×10 ⁶ (g/cm/s)
(ii) structural properties	
inclination of slope θ	26.56 (deg.) ($\tan\theta=0.5$)
height of granular column	6 (m)
(iii) parameters for calculation	
time increment Δt	2.0×10 ⁻⁵ (sec)
number of elements	2, 4, 10, 40

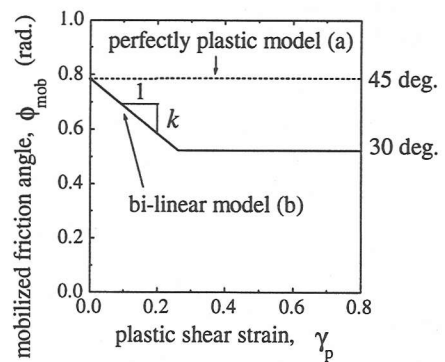


図-3 解析で用いた $\phi_{mob} - \gamma_p$ 関係

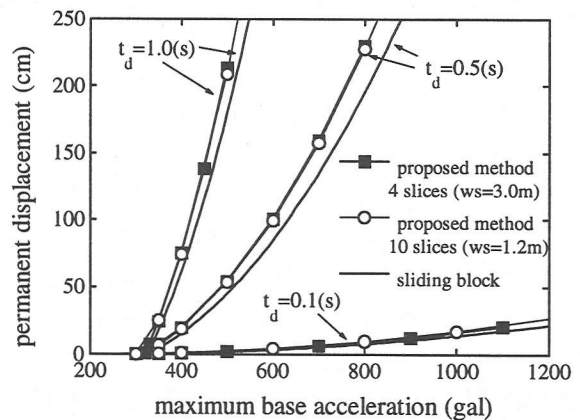


図-4 本解析法と Newmark 法との比較

内部摩擦角 ϕ_{mob} の関係を、図-3 に示すように任意の直線をつなぎあわせた形で表現できる。以下の解析では、まず Newmark 法と本手法を比較し、解析の妥当性を検証する目的で図中(a)の完全塑性モデルを用い、以降の解析では歪み軟化をモデル化した図中(b)のようなモデルを用いている。

図4に、本解析法と、Newmark の Sliding Block 法との比較を行った。基盤の入力加速度は矩形加速度パルスを用い、矩形加速度パルスの大きさ a_{base} と継続時間 t_d を変化させて比較した。斜面の傾斜を厳密に評価した Sliding block による変形量は、以下の式で求めた⁹⁾。

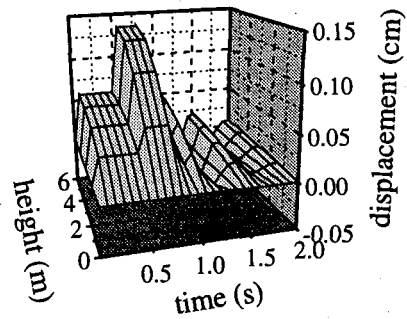
$$D_p = \frac{(a_{base} \cdot t_d)^2}{2a_{ini}} \left(1 - \frac{a_{ini}}{a_{base}}\right) \cdot \cos\theta \cdot (1 + \tan\phi_0 \cdot \tan\theta) \quad (4)$$

ここに、 $a_{ini} = g \tan(\phi_0 - \theta)$ (塑性変形の生じる限界の加速度)、 ϕ_0 はブロックと斜面の間の摩擦角、 θ は斜面の傾斜角である。それぞれの矩形インパルスの継続時間 t_d に対して、式(4)と本手法は大体一致している。両者の違いは弾性変形を考慮しているか否かの違いと考えられ、そのため塑性変形の生じる限界の加速度も、本手法の結果が式(4)に比べて多少低くなっている。

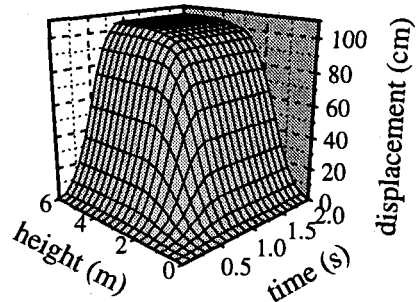
また、本手法による解は要素幅を2通りに変化させて求めているが、両者に差は生じていない。

図-5は、 $a_{base} = 300(\text{gal})$ 、 $t_d = 0.5(\text{s})$ の矩形インパルスの斜面表層の変形の弾性変形成分および塑性変形成分の時間変化を示したものである。表層の深さ方向の変形モードは、基盤を原点とした柱の高さとして表している。弾性変形成分は最大で 5.0×10^4 程度の歪みをもち、塑性変形の開始時、矩形インパルスの終了時、塑性変形の停止時などに変形速度が急変する。塑性変形が停止すると、減衰振動ののち初期状態に戻る。一方、塑性変形は、主に基盤に近い2要素に集中し、せん断層が生じている。これは、要素内の塑性変形を2次式で仮定していることより、塑性ひずみの集中する節点を挟んだ2要素に変形が分布することによる。これは、言い換えれば、要素幅を変化させることで、せん断層幅を変化させることができ、その影響を検討することができる事を示している。

一方、ひずみ軟化型の構成則を採用した場合、最大加速度と最終変形量の関係を示すと図-6 のようになる。ただし、ここでは、せん断層の形成位置が変形量に与える影響を除くために、要素幅の異なる4種類のモデルに対して、せん断層中心は常に6mの表層のちょうど真ん中(すなわち3mの深さ)でのみ生じるものとしている。図中には、peak 強度および残留強度をそれぞれ最大強度として式(4)に基づいて計算された結果(それぞれp線、r線とする)も併せて示してあるが、初期にp線と一致していた曲線が、ある加速度を境に急に折れ曲がり、r線に漸近していくことが示されている。ここで注目すべ



(a) 弾性変形成分



(b) 塑性変形成分

図-5 斜面変形の時刻歴

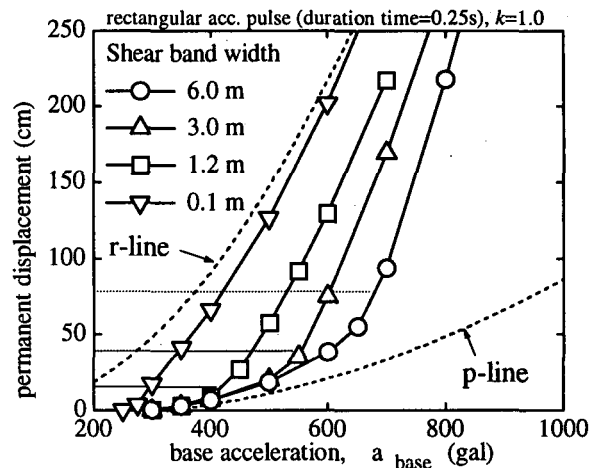


図-6 歪み軟化型構成則を用いた場合の基盤最大加速度と斜面残留変形量の関係

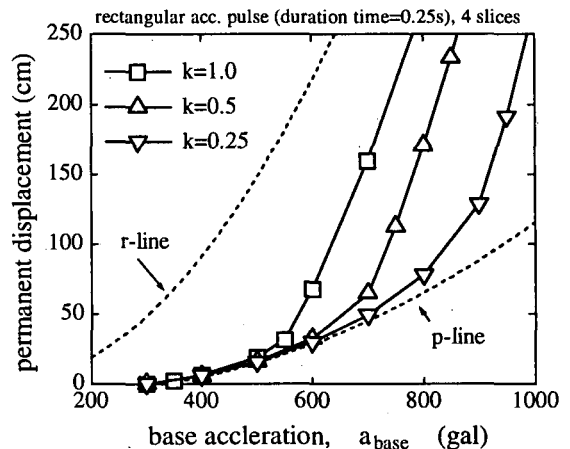


図-7 歪み軟化率 k を変化した場合の基盤最大加速度と斜面残留変形量の関係

きは、要素幅すなわちせん断層幅を変化させると、その曲線が大きく変化することである。これは、同じ変形量でもせん断層厚が異なれば最大せん断歪み量が異なり、この最大せん断歪み量が強度の低下を規定していることが原因である。それぞれの曲線において、変形が急増しはじめる点は、材料が残留状態に達する点と一致する。そして、せん断層幅が大きいほど残留状態に達するのに必要な変形量が大きいため、その点に到達するために大きな入力加速度を必要とすることになる。

次に、要素幅は等しい状態 (4 slices, $w_s=3.0\text{m}$) で、歪み軟化率 k (図-3 参照) を変化させた構成則を用いた場合の入力加速度-変形量曲線を図-7 に示す。歪み軟化率は、既往の研究結果⁸⁾を基に、0.25~1.0 の間の値を仮定した。この図から、せん断層内の歪み軟化率の違いも変形量に影響を与え、その限界加速度への影響は、最大 200(gal)にもなることが分かる。

4. 実地震波を入力した場合の斜面変形解析例

図-8 に示すような兵庫県南部地震の地震波 (神戸海洋気象台記録: N-S 方向) を用い、加速度倍率を様々に変化させた場合の、最大加速度と変形量の関係を図-9 に示す。材料の構成関係は、図-6 で用いたものと同様である。斜面が北向き、南向きの 2 ケースについて行った結果、材料が残留状態に達し、変形が急激に進みはじめる加速度について、やはり明確なせん断層幅依存性が示されており、繰り返しの実地震波についても、矩形波加速度と同様の傾向が表れることが分かる。

北向きと南向きの斜面の変形量の違いは、地震波形の影響であるが、これは加速度の大きさや卓越周波数などの他、大きなパルスの後の逆方向の揺れ戻しの大きさなど、波形のより複雑な性質も関わっていると思われる。

5. おわりに

構成則やせん断層幅などの影響を考慮できる 1 次元粒状体斜面の動的弾塑性変形解析過程を構成し、いくつかの解析結果を基に、大きく変形する斜面の動的安定性に影響を及ぼす諸因子について検討を加えた。実際の斜面の安定性においては、図-6 などに示される p-線と r-線の差が大きくなるような条件下 (斜面傾斜角が大きな場合、peak 強度と残留強度の差が大きな材料の場合など) で、せん断層厚の影響、歪み軟化率の影響が大きく、耐震設計においてこれらの影響を考慮する必要がある。その際には、変形量が急激に増加しはじめる加速度を、従来とは異なる意味の限界加速度として、設計における指標とすることが一つの簡便な方法であると考えられる。

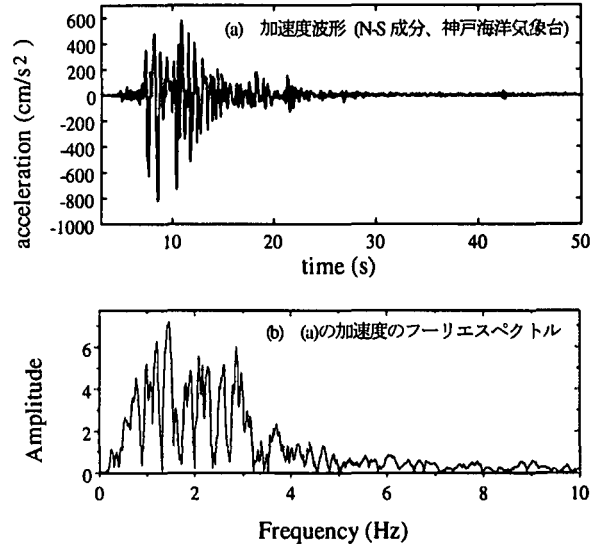


図-8 兵庫県南部地震の加速度波形とフーリエスペクトル

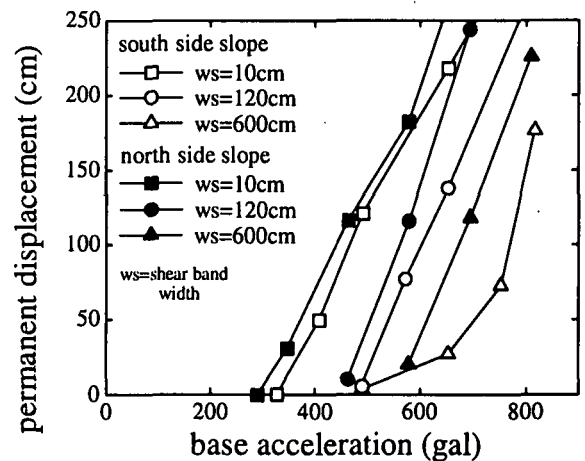


図-9 加速度倍率を変化させた神戸地震波 (N-S 方向) を入力した場合の最大加速度と残留変形量の関係

参考文献

- 1) 土木学会耐震基準等に関する提言集, 田村他編, 1996.
- 2) N. M. Newmark: Vol.15, No.2, pp.139-160, 1965.
- 3) 例えば N. Ambraseys & M. Srtulov: Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 14, pp.59-71, 1995.
- 4) 例えば 地盤の破壊と歪みの局所化に関する研究委員会: 地盤の破壊と歪みの局所化, 土質工学会, 1994.
- 5) 田村・岡本・加藤: 土と基礎, Vol. 20, No. 7, pp.45-51, 1972.
- 6) Hardin, B. O., and Richart, F. E. Proc. of ASCE, Vol.89, SM1, pp.33-65, 1963.
- 7) Tatsuoka, F., Iwasaki, T. and Takagi, Y.: Soils & Foundations, Vol.18, No.2, 1978.
- 8) 吉田 輝: 東京大学博士論文, 1994.
- 9) 松島亘志: 東京大学博士論文, 1997.