

宮崎大学工学部 正 員 〇 藤 本 廣

同 学生員 渡 谷 武 治

同 同 田 中 俊 彦

1. まえがき

これまでのシラス層斜面の崩壊機構やその対策に関する研究は、大部分が降雨に起因する崩壊や浸蝕を対象としたものであったが、昨年のえびの地震以来、地震振動を受けた場合の斜面の安定性¹⁾ということが土質工学上の一つの課題となってきた。一般に、シラス層斜面は雨水流による浸蝕²⁾に対しては勾配が急な程よい状態であるが、力学的には急勾配程不安定になることは当然で、この英より合理的な法勾配の決定という実際問題に当っては、結局、対象とするシラスのせん断抵抗特性に応じて安定を保ちうる最急勾配(勾配の上限)を求め、法面保護は別途に考えるという方法をとる以外にあるまい。ところが、ここで上記の最急勾配の地震時における安定性³⁾という問題になると、現在までそのツツの方法は確立されていない。最近、H.B. SeedおよびR.E. Goodman^{1), 2)}や石原助教³⁾がこのような問題について研究された結果を発表しているが、後述するように、それらはいずれも無限長斜面という条件下で斜面に平行な平面のすべりを対象としている。

しかしながら、実際にえびの地震によるシラス層斜面の崩壊形態を調査してみると、斜面上部のいわゆる法面部分が崩落(一種の斜面内崩壊: slope failure)していると思われる例も少なくない。そこで筆者らは、独自の観点からこのような崩壊に対する安定解析の方法を考案し、現在、その結果を室内の模型振動実験と現地崩壊例とによって比較検討中である。本文では、主として筆者らが試みている新しい振動加速度を受けた場合の斜面安定解析法を説明することにする。

2. SeedおよびGoodmanの研究と石原の解析方法^{1), 2), 3)}

Seedらは、傾斜角 α が斜面材料の内部摩擦角 ϕ 以下というような緩勾配の長大斜面が水平方向の振動加速度を受けた場合の安定問題を、図1に示す力の極限平衡条件から解析して斜面崩壊時の限界震度をyield acceleration: $(K_y)_{horizontal}$ と稱して次式を求めている。

$$(K_y)_{horizontal} = \tan(\phi - \alpha) + \frac{S_i + S_e}{d \gamma (\cos \alpha + \sin \alpha \tan \phi)} \quad (1)$$

ここに、 d はすべり面の深さ、 γ は土の密度、 S_i は粘着力に相当するものであるがSeedらは $\phi = 0$ における

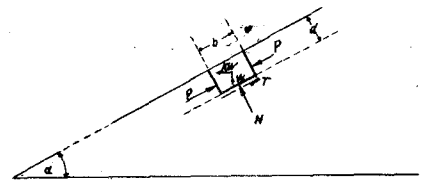


図1. 水平加速度を受けた場合の斜面内の土要素に作用する力 (H.B. Seed & R.E. Goodman による, 1964)

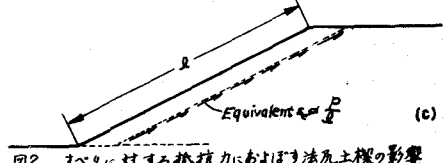
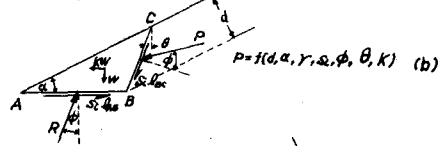
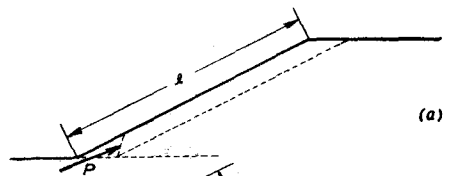


図2. すべりに対する抵抗力におよぼす法成土壌の影響 (H.B. Seed & R.E. Goodman による, 1964)

shear strength intercept と特に関連して定義している。Se は図2における法瓦土標斜の受働抵抗を考慮した抵抗
 抗力 P をすべり面長として割った値である。この P の計算式は次式で与えられている。

$$P = \frac{d^2 \gamma}{2 \cos(\phi - \theta)} \left\{ \left(\cos \alpha + \tan(\alpha + \theta) \right) \left(\sin \phi - K_h \cos \phi \right) + \frac{2 S_i}{d \delta} \cos \phi \left(\frac{1}{\sin \alpha} + \frac{\sin(\phi - \theta)}{\cos(\alpha + \theta) \cos \phi} \right) \right\} \quad (2)$$

以上の Seed らの解析結果は $\alpha < \phi$ というような緩傾斜の砂斜面に対しては実験結果と比較的良く合致している。しかしながら、筆者らが、式(1), (2)がシラス斜面のような急斜面に適用できるか否かを
 チェックするために、 α を $45^\circ, 60^\circ, 70^\circ, 80^\circ$ および 90° の5種、 θ を図2(b)のB点を通る鉛直線に対し左右
 $\pm 40^\circ$ の範囲内で 10° および 9° 種、 K_h を 0.3 以上の5種、 d を模型実験に対応させて 1 cm および 5 種とし、
 計 $5 \times 7 \times 5 \times 5 = 1125$ 通りの組合せについて電算機により計算してみたところ、 $\alpha > \phi$ なる条件では P の
 最小値が常に $\theta = 0$ のときとなり、式(2)によって P の最小値を求める意味が不明確となったので、結
 局、Seed らの方法はシラス層斜面のような急勾配には不適当であると考えざるを得ないようになった。
 文献2)で Seed らはさらに、砂の応力-変形関係を考慮に入れて上記と同様の緩傾斜の斜面に対してす
 べり層の変位を求める運動方程式を立て、地震時の安定解析を行なっているが、その方法も筆者らが
 対象とする急斜面とはかなり条件が異なっているので本文では採用しないことにした。

一方、石原助教授は傾斜角 α が 45° 以上の無限長斜面を対象として、すべり面は Seed らと同様に斜面
 に平行で、シラスの動的強度定数と静的強度定数を同じと仮定して、静的状態における安全率

$$F_c = (c/\delta d + \cos \alpha \tan \phi) / \sin \alpha \quad (3)$$

と式(1)との組合せにより、限界加速度を E と強度定数との函数でもって次式のように求めている。

$$K_y = \frac{a_c}{g} = \left\{ (E - 1) \left(\frac{\tan \phi}{E} + \frac{C}{E \delta d} \sqrt{1 + \frac{\tan^2 \phi}{E} - \left(\frac{C}{E \delta d} \right)^2} \right) \right\} / \left\{ 1 + \frac{\tan^2 \phi}{E} + \frac{C}{E \delta d} \sqrt{1 + \frac{\tan^2 \phi}{E} - \left(\frac{C}{E \delta d} \right)^2} \right\} \quad (4)$$

石原助教授は式(4)にシラスの代表的な強度定数として、 $C = 0.3 \text{ Kg/cm}^2$, $\phi = 42^\circ$, $\delta = 1.4 \%$ を採用し、す
 べり層の深さ d を 15 m と 2 m の2種について F_c と K_y との関係も求め、例えば、 $\alpha = 85^\circ$, $d = 2 \text{ m}$ では 0.11 g
 $\alpha = 75^\circ$, $d = 2 \text{ m}$ では 0.27 g の地震力で、また、 $d = 15 \text{ m}$ の場合 $\alpha > 45^\circ$ に対しては 0.5 g 以上の地震力が
 作用すれば崩壊するという計算結果を告げておられる。但し、 g は重力の加速度である。

3. 筆者らの方法

以上の Seed や石原助教授の考え方に対し、筆者らはまづがさで述べたように、地震時の斜面崩壊に
 は二部分の崩落、つまり所謂斜面内破壊もあるとして、そのすべり面を図3(b)に示すように平面と
 仮定して、このような崩壊タイプに対する
 安定解析を行なってみた。

すなわち、地震時の斜面内崩壊は、斜面
 の高さ H 、傾斜角 α 、地震加速度 $a = K_h g$ 、
 土の強度定数 C と ϕ なら α に土の密度 γ に
 すべて関係するとして、仮想すべり面 $C \sim D$
 における力の極限平衡条件式とさうに法瓦
 A 点の周りのモーメントの平衡式を求めると
 次のようになる。

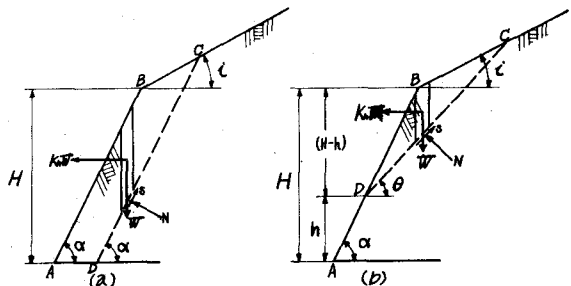


図3. 地震時の斜面崩壊

$$W \sin \theta + K_h W \cos \theta = C L + N \tan \phi \quad \text{--- (5)}$$

$$\Sigma M = (C L + N \tan \phi) z + W z_0 - K_h W y_0 = 0 \quad \text{--- (6)}$$

$$\therefore \text{ただし、} N = W \cos \theta - K_h W \sin \theta, \quad W = \frac{(H-h)^2}{2} \delta \frac{\sin(\alpha-\theta)}{\sin \alpha \sin \theta}, \quad L = (H-h)/\sin \theta,$$

$$z_0 = \frac{H-h}{3} \left(\frac{1}{\tan \alpha} + \frac{1}{\tan \theta} \right) + \frac{h}{\tan \alpha}, \quad y_0 = \frac{1}{3} (2H+h), \quad z = h \cos \theta \left(1 - \frac{\tan \theta}{\tan \alpha} \right) \quad \text{である。}$$

これらの式から次式が求められる。但し、図3(b)のとは $i=0$ とする。

$$H = h + \frac{2C \sin \alpha \cos \phi}{\delta \sin(\alpha-\theta)} \frac{1}{K_h \cos(\theta-\phi) + \sin(\theta-\phi)} \quad \text{--- (7)}$$

$$h = \frac{2}{\delta} \frac{C \sin \alpha \cos^2 \phi}{\sin(\alpha-\theta) \sin \theta (K_h \cos(\theta-\phi) + \sin(\theta-\phi))^2} \left(2K_h - \left(\frac{1}{\tan \alpha} + \frac{1}{\tan \theta} \right) \right) \quad \text{--- (8)}$$

式(7)と(8)は地震時の有限長斜面の安定を保ちうる限界高さを求める式とどいうべきものであるが、通常限界高さの概念とは若干異なる。すなわち、一般に静止時の有限長斜面の安定を保ちうる限界高さ H_0 は、すべり面を平面と仮定した場合、力の平衡の極限状態ですべり面における土のせん断抵抗がモロウイズされるとしてすべり面の限界傾斜角 θ_{cr} を求めたうえで次式で与えられることになる。

$$H_0 = 4C \sin \alpha \cos \phi / \delta [1 - \cos(\alpha - \phi)] \quad (9)$$

これに対し筆者らは実際の崩壊現象を考慮に入れて、与えられた高さ H 、傾斜角 α の斜面の地震時のすべり面 $C \sim D$ の位置は地震加速度 K_h によって強く左右されると考えた。すなわち、 θ は K_h に逆比例的に、 h は K_h に比例的に変化すると仮定して次のような計算方法を採用することにした。先づ、 C 、 ϕ 、 δ と α および H を与えて K_h と θ の関係を求める。但し、この計算では h が未定であるので計算式には式(8)を式(7)に代入したものを採用する。図4(a)はかくして求めた K_h と θ の関係を H をパラメーターとして図示したもので、 $\alpha=80^\circ$ 、 $C=0.3 \text{ t/g/cm}^2$ 、 $\phi=40^\circ$ 、 $\delta=1.4 \text{ t/m}^2$ の場合である。次に、図4(a)の関係をを用いて式(7)より h を計算して K_h に対してプロットすると図4(b)が得られる。図4(b)で h が真値を示す場合がでてくるが、この真が筆者らの方法の特徴である。すなわち、 $h \geq 0$ となることは与えられた斜面高 H 以内にすべりが発生しないことを意味すると考えられる。

つまり、 $h=0$ なる真の K_h がすべり発生の限界加速度と考える事ができる。このようにして求められた限

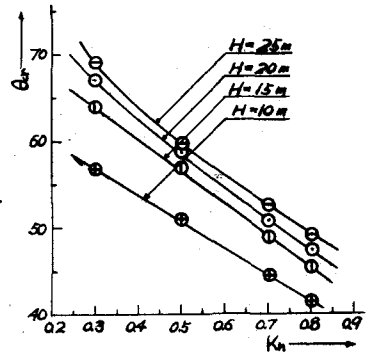


図4(a). すべり面の傾斜角 α と地震加速度 K_h との関係 ($\alpha=80^\circ$ の場合)

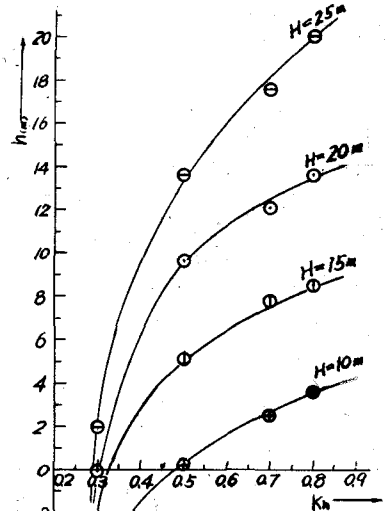


図4(b). 崩壊高さ h と K_h との関係 ($\alpha=80^\circ$)

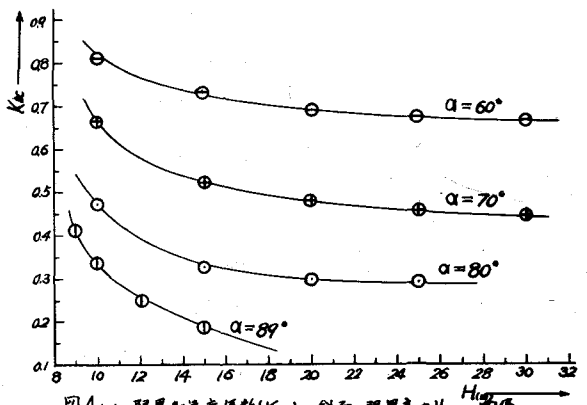


図4(c). 限界加速度係数 (K_{hc}) と斜面の限界高さ H_0 との関係。

界加速度 K_{ac} と傾斜角 α をパラメーターとして H に対してプロットしたものが図4(c)である。図4(c)から例えば、 $H=20m$ で $\alpha=80^\circ$ のときの K_{ac} は0.30、同じく $\alpha=70^\circ$ なら $K_{ac}=0.50$ の地震力を受けて崩壊するということになる。同様にシラスの強度定数も同一としたときの静止時における斜面の限界高さを示すと表1のようなになる。これらの計算結果から、 $\alpha=80^\circ$ の斜面の静止時における限界高さは27.6mであるが、地震時には0.3gの加速度を受けたときは約25m、0.4gでは約12mとその限界高さが減じてくることになる。以上の解析では、石原助教授の方法と同様に、シラスの強度定数の振動による低下は考慮していない。したがって実際の地震の場合には強度定数の低下も考慮すれば、限界高さや限界加速度は上記の値よりさらに小さくなるであろう。このような強度定数の変動による H_c と K_{ac} との変化を示すために、参考までに現在実験中の気乾シラス ($\delta=0.936\text{ t/m}^3$, $C=0.075\text{ kg/cm}^2$, $\phi=46^\circ$) の場合について計算した結果を図5に示しておく。

表1. 静止時の限界高さ

α	H_c
60°	94.2m
70°	26.1
80°	27.6
90°	19.3

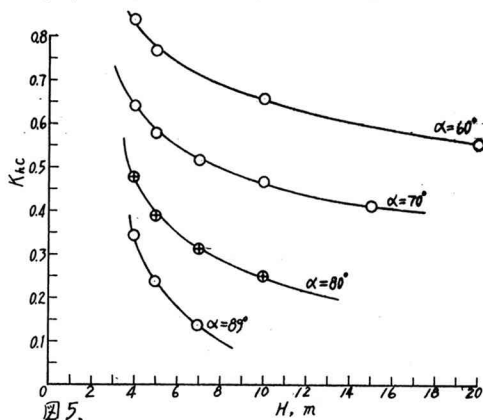


図5.

4. 模型実験

室内実験は、懸垂式振動台に固定した片面ガラスの木箱（内法寸法は26cm×35cm×65cm）に気乾シラス（含水比 $w_a=16\%$ ）を均質に締め固め、所定の高さと勾配をもつ片斜面の盛土について振動実験を行っている。振動台の駆動装置は、週期が0.1sec. から1.6sec. まで無段変速が可能で、振中は0~30mmの範囲で変化させられる。振動加速度は現在スモーフドペーパーに記録した振動波形（木箱の長軸方向の水平振動で、斜面に直角方向）から計算しているが、加速度計による記録装置も準備中である。

実験結果については、本文では紙数の都合により詳述する余裕がないので、崩壊状況を写真1に、シラス試料の粒度を図6に示すだけに留める。

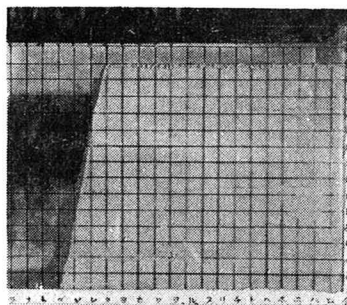


写真1(a). 加振前のシラス盛土 ($\alpha=80^\circ$, $H=30\text{cm}$)

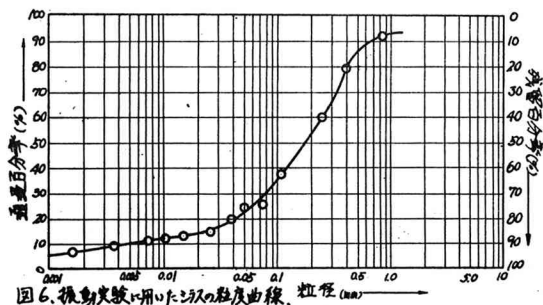


図6. 振動実験に用いたシラスの粒度曲線.

参考文献

- 1) H.B.Seed & R.E.Goodman: Earthquake Stability of Slopes of Cohesionless Soils, Proc. ASCE, Vol. 90, No. SM-6, Nov. 1964.
- 2) R.E.Goodman & H.B.Seed: Earthquake-Induced Displacements in Sand Embankments, Proc. ASCE, Vol. 92, No. SM-2, March 1966.
- 3) 石原 研市: えのけの地震におけるシラス斜面崩壊に關する考察、建設省土木研究所試験資料第10号、昭和33年8月。

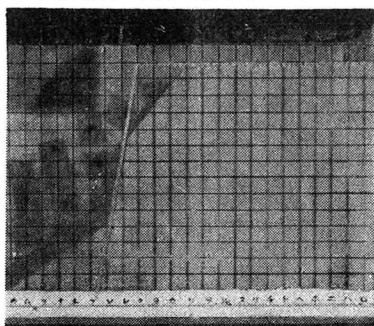


写真1(b). 振動加速度863ガルと2.5分間後からの崩壊状況