

シラス切土斜面の崩壊とその設計

鹿児島大学 上田 通夫

表題の前半即ち「シラス切土斜面の崩壊」と、後半「その設計」とは、本来切離し得ない関係にあるが、思考整理と叙述の都合上、ひとまず分離して話を進め、後に綜合する。

§ 1 シラス斜面崩壊の二、三例

シラス斜面崩壊に関する調査は、田町正督の業績が最初の本格的なもので、以後多くの報文類は、大抵それを見做っていることが分かる。田町は崩壊形を八つに分類したのであるが、かゝる分類の意味する所が究極何であるかを、看破するに至らなかった。その意味を代って言うならば、それは「シラスに作用する流動水の働きかけ方と、シラスの土質力学的特性との組合わせ」の整理法に外ならない。その事情を、煮詰めて端的に語る、手近かな二、三例を提示しよう。

1.1 天然斜面と人工切取崖

写真-1、は鹿児島市内の代表的な天然崩壊

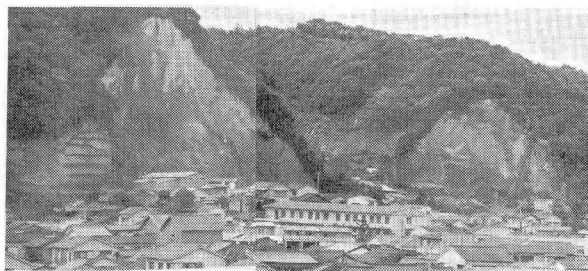


写真-1 鹿児島市内天然シラス崩壊崖

崖で、左は約 50 m の高さである。表層ロームが崩落してはシラス上部を欠取り、崖錐を形成してゆく。写真-2、は上と同一台地のより左方の崩壊崖である。これら崖崩れの初発動因は、滲透雨水が表層とシラス地山の境界面を弱め、表層の滑りを誘ったことである。

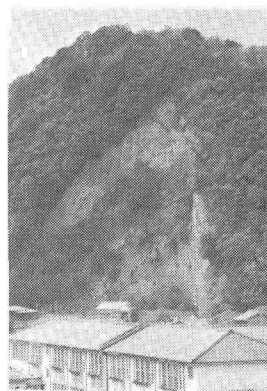


写真-2 崖錐の状況

写真-3、は前二葉と一連の台地の、両者の中間部分に位置する人工切取崖で、写真-4、はその一部分を近写した。雨を避けて鉛直に近く切っている。総べて同一土質であるが、安定性では人工を加えた方が勝れている。

1.2 切取りの失敗例

写真-5、の右方に連続し、写真-6、の路脇切取崖が野芝張工法の保護工で施工せられている。左方の切通しでは、鉛直に切って裸のまま放置してよく安定し、5～6分程度の勾配の斜面は、諸々に大小の崩れが起り、却って不安定である。土質は共通でも切取工法に適否のあることが、認められる。

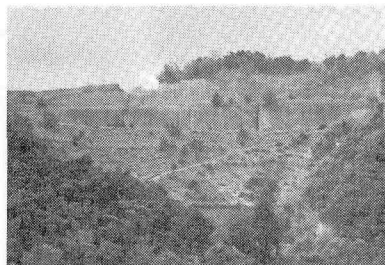


写真-3 人工切取崖

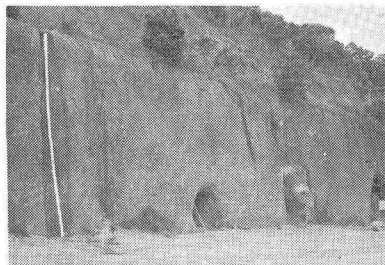


写真-4 左の近写



写真-5 鉛直裸切取



写真-6 道路脇切取崖 勾配5～6分 野芝張保護工

1.3 シラス水食

写真-7, は1.1項と土質的に同一と見てよい切取崖の上面が, 素肌のまま雨に暴露する事例で, 表層を剥いでから, およそ6, 7年経過している。上面には写真-8, の様な深い堅浸食を生じ, 崖裾地上まで達している。左側に廻れば, 写真-9, の如く堅亀裂の発生を見る。これはガリ浸食ではない。写真-7, の右背後に表層を剥がない切取崖が, 二十年間何の異常もなく安定している。

1.4 若干の帰納

以上は写真によって, シラス崖の安定性と崩壊現象の代表例を, 事実のままに見て来たまで, 理屈は少しも加えなかった。次のようなことが分かる。

- (1) 天然崖は急勾配を保つ。
- (2) 人工的に切ると却って安定することあり, 逆に崩壊原因となることあり。
- (3) 流動水に対する抵抗性極めて貧弱。
- (4) 亀裂(引張)破壊の様相あり。



写真-7 切取崖の堅浸食



写真-8 崖上の水食

1.5 合理的人工切取崖の例

1.4の帰納から, 崖上面の水処理を完全にし, 斜面の降雨を避けかつその水ハケを害する付加物を除く, つまり急勾配裸仕上で関連部分の水始末をよくすれば安全である, という考え方に基づいた施工例が, 写真-10, である。本年冬の施工で, 以後現在迄豪雨を何回か経験しているが, 些の異常も認めない。5m毎の小段切り, 小段面モルタル仕上, 逆向水勾配で横溝に集水し有蓋堅排水溝で落す。

§2 力学的特性

何度となく, かつ繰返し発表しているのです, 簡潔に要約する。

2.1 シラスの定義

(始良・阿多カルデラ火山) 軽石流の非熔結部とその二次堆積物, 時に微熔結部(水条痕の発生が硬さの上限)を含むことがある。降下軽石の二次堆積物を含む。

定義は独創では無論ない, 大体太田良平に追従しておく。日頃頭にある工学上の具体的対象物を, 地質学者の言に照せば上記の如きか, と思うのである。以下の論は, 水成シラスと呼ぶ二次堆積物には合わぬ部分がある, と前提する。

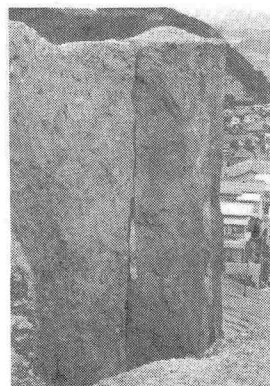


写真-9 堅亀裂

2.2 一軸圧縮強度

適当の寸法と十分の繰返しを経て、原位置及び未攪乱室内試料による試験の結果、標準的シラスの一軸圧縮強度は、 $2 \sim 3 \text{ Kg/cm}^2$ である。

2.3 引張強度

適当な試料と若干の繰返しを経て、一応信ずるに足る原位置試験に基づく、通常のシラスの引張強度は、 $60 \sim 70 \text{ g/cm}^2$ 程度で 100 g/cm^2 を超えないのが一般である。

2.4 剪断強度

現場崖端載荷試験より計算せられる、通常シラスの剪断抵抗強度は、 3 Kg/cm^2 以上である。三

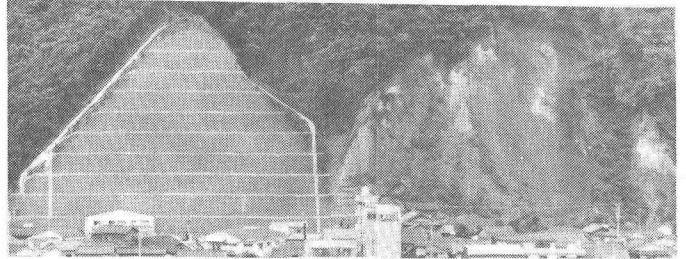


写真-10 合理的人工切取崖施工例

方拘束一方自由の上面載荷だが、破壊角等が分っており、モール門を使用して矛盾のないことが、原資料につき確かめてあるので、クローン流に記載すると、一例では下のようになる。

$$32 = 24.18 + 23 \tan 18^\circ \quad (\text{t/m}^2) \quad (1)$$

スペリは平面だから、仮りにフランセに依って 80° 勾配の安定高を求めると、 $r = 1.3 \text{ t/m}^2$ で、

$$H_c = \frac{4C}{r} \cdot \frac{\sin \beta \cos \phi}{1 - \cos(\beta - \phi)} = 131 \quad (\text{m}) \quad (2)$$

(2)式適用の可否は考慮の余地があるが、シラスが自重で滑らないことは、およそ分かると思う。

ところで2.2と本項とはそのままでは噛合わない。両者間の矛盾は、「試験法が異なれば結果も異なる」ことを意味し、吟味を要する問題となるが、シラスの一般斜面安定論の資料としては、本項の方が有力であろう。

2.5 直接剪断強度

シラスの直接剪断試験をすると、加力点に応力度の集中が起り、滑る前に裂けて起きる。直接外力によるシラス破壊の実際のメカニズムは、総べて引張分離である。強制直接剪断試験の見掛強度は、実は裂け破壊の擬似強度で、工学的価値はない。著者は、その無駄を数年数十回繰返した。

§ 3 シラス斜面崩壊の原因

二つになる。直接外力と水の働きかけである。

3.1 直接外力

(1) 典型的なのは巨大外力としての地震力で、堅割れ又は崖端の欠落が起る。日向灘地震やえびの地震の際に見ることができた。写真-11、はえびのの時に吉松町川添地域で見つけた例である。表層との境界面附近が破碎して、表層が滑る現象もある。

(2) 崖端の樹木が風で振揺し、部分破壊が起り得るが、実際には雨でシラスが弱っている時のほか、殆んど実例を見ない。

(3) 崖端の強度載荷では、同じく雨による弱化的ない限り、崩壊例はない。

3.2 水的作用

(1) 流動水による水食は既述した。地下湧水も茲へ入れておく。

(2) 含水比30%を超えると、滑り現象を起こす。この際は普通の土と等しく扱って妥当である。表層の滑りも、境界面附近



写真-11 地震による割落

の含水弱化に基づく場合が多い、と考えられる。

3.3 シラス固結説

シラスの顕著な力学的特性の原因は、「シラスが水に弱い化学的膠着物質で固結している」からである。シラス凝固説は、田町正善その他によって唱えられていたが、正面から取上げて分析を行ったのは山下貞二で、昭和二十八年のことである。これらと別に、現地でシラスに接するうち、一種の岩であることに気付いて、著者が固結説を言ったのは、昭和四十年頃である。微弱な噴霧で容易に構造が変ることを顕微鏡写真で明かにしておいた。

§ 4 シラス切土斜面設計

4.1 硬軟・強弱

風化シラスや特に軟い水成二次シラスは暫く措く。通常のシラスに硬軟・強弱が確かにあって、両性質は大体対応する。硬さで三区分又は二区分できよう。簡単には露木利貞のピッケル法で知ることができる。硬軟と法勾配とを細かく結付ける考え方があるが、適当でない。

4.2 設計原理と事例

力学的には安定し、破壊は引張りで、水就中流動水に弱い、となると、設計現理は簡単である。

(1) シラス地肌を水より保護する。鉛直近く切るのは斜面への直接降雨を避ける用心であり、崖上を逆勾配にするのは、斜面に流下水を作用せしめないためである。旧来の手法はそれを守っている。

(2) 思切って緩勾配にするならば、客土・植生の密植等により地肌を完全に蔽うことを要する。串良小学校校庭の周囲に施工例がある。表層客土が滑らぬ程緩いがよい。水の流動性も鈍る。

(3) 50°～60°では斜面保護工に困難し勝ちで、此の種崩壊は道路脇でよく見る。写真-6はそれ。崖上の水処理が意のままにならぬ条件では、必ず被災する。此の工法で成功した稀少例は西光寺谷頭で、野芝が特別に繁茂密生する特殊の事情が幸いした。鉛直崖面の植生穴工法は無意味である。

経済条件と心理的要因は、今日の議論から除いてある。又技術上の「お家流」も顧慮しなかった。

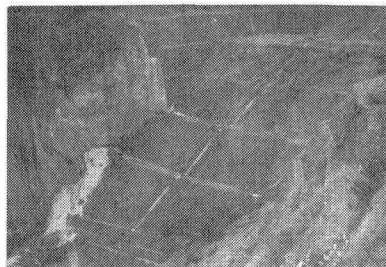


写真-12 西光寺谷頭

シラスの地質学的特徴と侵蝕形態

鹿児島大学 理学部 露 木 利 貞

(1) はじめに

1930年デラ台風、1941年ルース台風以来、シラス災害の問題が大きくとりあげられてきた。その後毎年のように局地災害として崩壊による人身事故が報ぜられたが、1968年宮崎県えびの市を中心として起ったえびの地震において水に弱いシラスは震害にももろいことが実証され、1969年以降は宅地造成地よりの土砂流出が問題となった。

一方、シラスがわれわれの生活面をなす最表層近くを構成しているため、道路・鉄道・ダム・トンネルなどの構築、各種建造物の基礎として土木施工の面からも急速にシラスの特徴とこれに応じた対策の研究が要求されてきた。

(2) シラス・灰石の定義・成因

地質学的にいうと、シラスと灰石（溶結凝灰岩）はともに火砕流堆積物であり降下軽石層とともにカルデラ火山の噴出物である。鹿児島県の場合、少なくとも阿多・始良・加久藤などのカルデラから噴出した一回以上の軽石流単元が認められる。

これらの噴出物の鉱物組成・化学組成・分布・性状より噴出源を求め、成因論的に研究され、さらにシラスマグマの発生にまで及び、あるいは火山層序学的に多くの研究者により攻究されてきた。

大きくみて、シラスは広義には次の3つに区分できる。

(a) 降下軽石層 噴出した軽石が空中に高く噴きあげられ旧地形面にそって堆積しているもの。

(b) 軽石流堆積物 直接カルデラ火山より熱雲状に噴出拡散され、山を越え、谷を埋め、堆積表面は比較的平坦に堆積したもの。一般に軽石流は高温な状態で堆積するため溶結現象をおこし、ことに中心部は強く溶結して灰石（溶結凝灰岩）となる。この場合上部と下部の一部、軽石流分布の縁辺部などでは全く溶結しないか、やや溶結している状態のものとなる。狭義のシラスとはこれを指し、さらに最表層に近いところに広大に分布する始良火山源のものをいう。

(c) (a)、(b)のものが水の作用で再堆積したものを主とし、新期ロームにおおわれた高位のものと沖積層を構成するもの

とあり、当然のことながら溶結現象はみられず多くは層理を示す。このほかにも白色砂質で軽石を含む地層に対して、その成因・時代を問わずシラスという語が使用されることがあるが、ここではおもに(b)に述べた狭義のシラスを対象として論ずる。

(3) シラスの層序と特徴

その成因よりして、狭義のシラスは次のような特徴をもっている。

(i) おもに火山ガラス、長石、シソ輝石よりなり、軽石礫と外来岩片を含むが後2者の含有量およびその大きさは平面的に少しづつ異なる。篩分けた場合の細粒部には火山ガラスが非常に多いが、新鮮なもの、角ばったものが多く、粘土化はほとんどしていない。

(ii) およそ20,000年ほど以前の噴出物であるので堆積原面に近い平坦面が残存している一方、その流水侵蝕に弱い特徴のため特異な侵蝕谷と谷底平野を形成している。

(iii) シラスの上位には火山灰、二次シラス、新しい降下軽石がのるか、あるいは直接風化シラスがくるかであるが、その下位には古い火砕流堆積物のほか、ローム層、砂礫層、火成岩、堆積岩など、種々の岩類がくる。

(iv) 軽石流中初部の溶結部を考慮するとシラスの層序は下図に示すようになる。

(v) 下図に示すような軽石流の固結単元を考えた場合、その硬さは、ハンマーによる打撃法、山中式土壤硬度計による貫入法、

N-値法などいずれによっても一般に風化シラス、シラス、固結シラス、灰石と下部にいくほど硬くなる。しかし、灰石の下部に固結シラス、シラスがくることがある故、灰石の下位まで問題にするような調査設計には一段の注意を要する。

(vi) 現段階ではシラスを工学的に取り扱う場合には、硬さ、締り具合を定める基準としては、軟・中・硬の3段階に区分する程度で、崩壊・災害などの条件としては硬さより、含水・透水、地下水面の高さ、表流水の条件、シラス中あるいはその上下の成層条件など、全体的な地形・地質条件がむしろ主因をなすものである。

(4) シラス崩壊の原因

シラスは含水比 20 % ± 5 % の条件下では極めて安定で、乾燥による tension crack もない。

シラスの崩壊の原因は(1)水 (2)震動 (3)人為的不安定化 による。

(i) 水

1 表流水

谷河川の氾濫・流動による洗掘および飽和化
表面水流動による head erosion, surface erosion, 飽和化

2 地下水

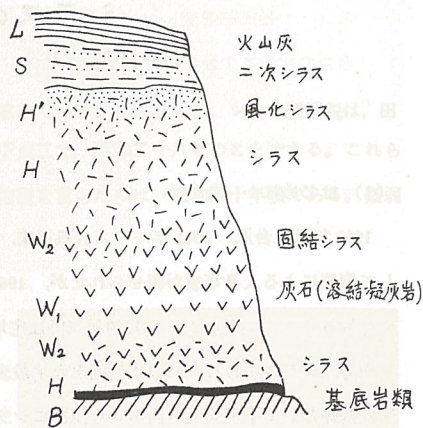
地下川(地下流動水)による大規模崩壊
滲出水による斜面・崖下の崩壊
侵入水(crack, 地層・単層境界, 樹根, fossil fumarole などより)

(ii) 震動による斜面の slip, slide, 沖積二次シラスの流動化

(iii) 人為的不安定化 切りとり, 表被火山灰の除去, すかし掘り, 地下水位の上昇など

以上は original なシラスについてで、乱されたシラス(盛土, 崖錐性シラス)ではない。比重の軽い粒子を多く含有し、0.1 ~ 1.0 mm の粒子が 70 % をこえるシラスは material としては元来きわめて流水運搬されやすい。

(5) シラスの崩壊はシラス侵蝕過程にみられる現象で、現在の地形はこれらの集積による結果であるということがいえる。シラス地帯にみられる櫛状谷, 迫田の発達, 垂直崖の発達などについて述べ、土石流型, 崩落・剝離型, 谷侵蝕型などの侵蝕型にわけて述べる。



シラス切土斜面の崩壊とその設計

—主として地震時の安定限界高さについて—

宮崎大学 工学部 藤 本 廣

1. まえがき

過去のシラス斜面の崩壊やその対策に関する研究は大部分が水に起因する浸蝕や崩壊を対象としたものであったが、昭和43年の“えびの”地震以来、地震時の斜面の安定性ということがシラスの土質工学上の重要な課題となってきた。それまで、一般に、シラス斜面は雨水流による浸蝕に対しては急勾配が合理的であると考えられていたのであるが、力学的には勾配が急になるほど不安定になることは自明の理である。この点より、シラス切土斜面の合理的な設計という実際問題に当っては、原理的には対象となる個々の地山シラスの強さに応じて安定を保ちうる最急勾配を求め、浸蝕に対する法面保護工は別途に考慮するという方法を採る以外に適当な途はなさそうである。現地で、例えば鹿児島県ではよく直立に近い切土面が長年にわたって安定を保っている事例を見聞できるが、それは、結果論的であるがその地点のシラスがその状態で安定を保ちうる強さを元々有しているからに他ならない。

ところで、上述の合理的な勾配を決定するためには先づ地山シラスの強さを知ることが必要であるが、いま、仮りにそれが求められていて斜面の安定解析が可能とされ、さらに浸蝕対策も一応講じられるものとする、最終的にはその切土斜面が地震時にどのような影響を受けるかを検討し、その結果を採り入れてはじめて斜面設計の完了となる。このような観点から本文では、あえて地震時の安定問題を取りあげ、その崩壊形態に応じた設計指針を得るためのアプローチとして若干の討議資料を提供することにした。

2. 地震によるシラス斜面の崩壊とその解析手段の考え方

2-1 地震による崩壊形状

“えびの”地震による固結度の低い二次的堆積と考えられるシラス斜面の崩壊は、図-1に示したように、(a)山腹斜面の表層に近い部分の層すべり状の崩壊、(b)斜面法肩部分の崩落、(c)円弧すべり的な地すべり性崩壊、の3タイプに大別できる。(a)のタイプは山腹の自然斜面に多く見られたものであるが、長大切土斜面を全面芝張りで保護した場合にはこのようなタイプの崩壊が起る可能性もある。このタイプについては、H. B. Seed¹⁾らの研究結果や石原²⁾の解析結果の適用が考えられる。(b)のタイプは切土斜面に最も多く見られるケースと考えられるが、このような崩落を対象とした研究例は、現在のところ、後述する著者らの解析例^{4),5),6)}以外には見当たらないようである。(c)のタイプは“えびの”地震では粘性土層の介在する段丘斜面に多く見られた。このタイプは従来の円弧すべり面的な方法で一応解決されるものである。

2-2 崩壊タイプ(a)の安定性

Seed¹⁾らは、斜面傾斜角 α が斜面を構成する土のせん断抵抗角 ϕ と同等かあるいはそれ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-2と図-3に示す力の極限平衡条件から解析して、斜面崩壊時の $a/g=(K_y)_{horizon}$ を“yield acceleration”と称して次式で求めている。¹⁾

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

ここに、 a は水平加速度、 g は重力加速度、 d はすべり層の厚さ、 γ は非粘性土の密度、 S_i は粘着力 C に相当するせん断抵抗成

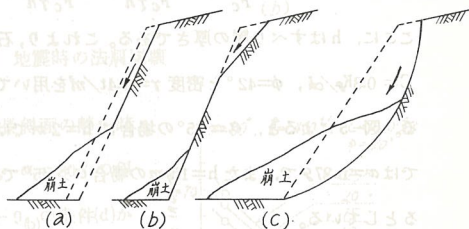


図-1 地震によるシラス斜面の崩壊形状

分で、 Se は図-3における法尻土楔部の受働抵抗 P をすべり面長 l で割った値である。この P の計算方式は次式で与えられている。

$$P = \frac{d^2 \cdot \gamma}{2 \cos(2\phi - \theta)} \left[\{ \cos \alpha + \tan(\alpha + \theta) \} \{ \sin \phi - K \cos \phi \} + \frac{2S_i}{d \cdot \gamma} \cos \phi \left\{ \frac{1}{\sin \alpha} + \frac{\sin(\phi - \theta)}{\cos(\alpha + \theta) \cos \phi} \right\} \right] \dots\dots\dots(2)$$

このSeedらの計算結果は $\alpha < \phi$ なる緩勾配斜面に対しては実験結果とよく合致しているが、著者が $\alpha > 45^\circ$ の急斜面について数値計算して見たところ、 $\alpha > \phi$ なる条件下では 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なくなったので、結局、この方法はシラス斜面のような急勾配には不適当であると考えている。

さらにSeedらは文献2)で、砂の応力・変形関係を考慮に入れて上記と同様な緩斜面に対してすべり層の変位を求める運動方程式を誘導し別の解析を行なっているが、その場合もシラスの切土のような急斜面にはそのまま適用できない難点がある。

石原は文献3)で、傾斜角が $\alpha > 45^\circ$ のシラス急斜面について無限長の直線すべりの仮定の下に、シラスの動的強度と静的強度を一応同じとして、静的状態における安全率

$$F_c = \frac{\frac{C}{r \cdot h} + \cos \alpha \tan \phi}{\sin \alpha} \dots\dots\dots(3)$$

と、前記式(1)を変形した次式

$$\frac{a}{g} = K_{hc} = \frac{\frac{C}{r \cdot h \cos \alpha}}{1 + \tan \alpha \cdot \tan \phi} + \tan(\phi - \alpha) \dots\dots\dots(4)$$

とにより、次式のように限界震度 K_h をシラスの強度定数と静的安全率との関数で表わしている。

$$K_{hc} = \frac{(F_c - 1) \left[\frac{\tan \phi}{F_c} + \frac{C}{F_c r h} \left\{ 1 + \left(\frac{\tan \phi}{F_c} \right)^2 - \left(\frac{C}{F_c r h} \right)^2 \right\}^{\frac{1}{2}} \right]}{1 + \frac{\tan^2 \phi}{F_c} - \left(\frac{C}{F_c r h} \right)^2 + \frac{C}{F_c r h} \left\{ 1 + \left(\frac{\tan \phi}{F_c} \right)^2 - \left(\frac{C}{F_c r h} \right)^2 \right\}^{\frac{1}{2}}} \dots\dots\dots(5)$$

ここに、 h はすべり層の厚さである。これより、石原は、シラスの代表的強度定数として $C = 0.3 K_g / \text{cm}^2$ 、 $\phi = 42^\circ$ と密度 $\gamma = 1.4 \text{ t/m}^3$ を用いて計算した結果を図-5のように示している。図-5によると、 $\alpha = 85^\circ$ の場合に $h = 2 \text{ m}$ では $a = 0.11 g$ で、 $\alpha = 75^\circ$ の場合に $h = 2 \text{ m}$ では $a = 0.27 g$ で、また $h = 1.5 \text{ m}$ の場合 $\alpha > 45^\circ$ では $a = 0.5 g$ 以上の加速度で斜面が崩壊するとしている。

2-3 崩壊タイプ(b)の安定性

地震時における有限長切土斜面の法肩部における崩壊について、著者が以前に提示した考え方と計算結果を説明する。

この解析に当っては、先づ図-6(a)によって、①崩壊面の傾斜角 θ は水平加速度 $a = K_h g$ に逆比例的に変化し、②崩壊高さ h は $a = K_h g$ に比例的に大きくなると仮定した。この仮定の意味は、図-6(a)に示したように与えられた斜面高さ H と傾斜角 α の斜面で、崩壊の起らぬ下限の $a = K_h g$ の下では $h = 0$ 、 $\theta = \alpha$ で、これより加速度が大きくなるにつれて h は大きくなるが θ は逆に小

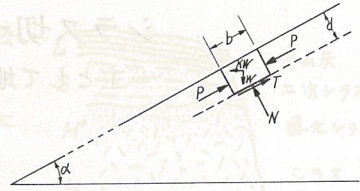


図-2 水平加速度を受けた場合の斜面内の土要素に作用する力 (H.B Seed & R.E. Goodman, 1964)

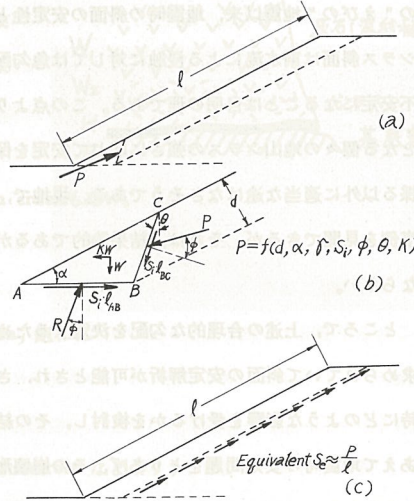


図-3 すべりに対する抵抗力におよぼす法尻土楔の影響 (H. B. Seed & R. E. Goodman, 1964)

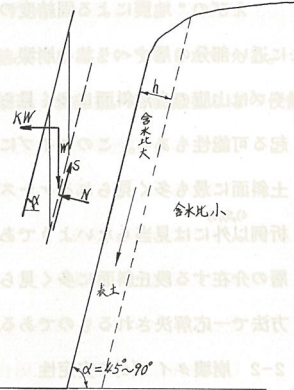


図-4 傾斜が急な場合の層状すべり崩壊 (石原, 1968)

さくなり、結局全体として崩壊土量は加速度に比例的に大きくなる、ということである。このような仮定の下で図-6(b)により斜面上部の地表面傾斜角が $i=0$ の場合について、 H および h と $C, \phi, r, \alpha, \theta$ ならびに K_h との関係を求める

$$H = h + \frac{2 C \sin \alpha \cos \phi}{r \sin (\alpha - \theta) \{ K_h \cos (\theta - \phi) + \sin (\theta - \phi) \}} \dots\dots\dots (6)$$

$$h = \frac{2}{3} \frac{C \sin \alpha \cos^2 \phi \{ (2 K_h \tan \alpha - 1) \tan \theta - \tan \alpha \} / \tan \alpha \cdot \tan \theta}{r \cos \theta \sin (\alpha - \theta) \{ K_h \cos (\theta - \phi) + \sin (\theta - \phi) \} [\{ K_h \cos (\theta - \phi) + \sin (\theta - \phi) \} (1 - \frac{\tan \theta}{\tan \phi}) + \sin \phi (\cos \theta - K_h \sin \theta) (1 - \frac{\tan \theta}{\tan \alpha})] + \frac{\cos \alpha}{\cos \theta} (\frac{1}{\tan \alpha} - K_h)]} \dots\dots\dots (7)$$

のようになる。

図-7は、上式によって $\alpha=80^\circ$ の場合に $C=0.3\text{Kg/cm}^2, \phi=40^\circ, r=1.4\text{t/m}^2$ の値を与えたときの θ と K_h との計算結果を H をパラメータとして示したものである。これよりさらに h と K_h との関係の求めると図-8のようになる。図-8で h が負値となる場合があるが、 $h \geq 0$ となることは与えられた H 内に崩壊が発生しないと解釈する。つまり、与えられた H と α をもつ斜面の $K_h \sim h$ 曲線で $h=0$ なる点の K_h が崩壊発生の限界震度 K_{hc} を示すと考える訳である。かくして、この K_{hc} を α をパラメータとして H に対してプロットすると図-9(a) あるいは図-9(b)のようになる。両図における計算条件(a), (b), (c), (d) ならびに(e)は次のとおりである。

- (a) $\begin{cases} C = 0.5\text{Kg/cm}^2 \\ \phi = 36^\circ \\ r = 1.4\text{t/m}^2 \end{cases}$

(d) $\begin{cases} C = 0.3\text{Kg/cm}^2 \\ \phi = 40^\circ \\ r = 1.4\text{t/m}^2 \end{cases}$

(b) $\begin{cases} C = 0.1\text{Kg/cm}^2 \\ \phi = 36^\circ \\ r = 1.4\text{t/m}^2 \end{cases}$

(e) $\begin{cases} C = 0.075\text{Kg/cm}^2 \\ \phi = 46^\circ \\ r = 0.956\text{t/m}^2 \end{cases}$

(c) $\begin{cases} C = 0.1\text{Kg/cm}^2 \\ \phi = 43^\circ \\ r = 1.4\text{t/m}^2 \end{cases}$

図-9から、例えば条件(a)の場合、 $\alpha=80^\circ$ なら $H=20\text{ m}$ の斜面は $a=0.22\text{ g}$ の加速度で法肩が崩落することになり、さらに地震時にシラスの動的強度が低下することを考慮すれば、条件(b)を参照することによって $a=0.2\text{ g}$ の加速度で安定を保ちうる斜面高は $H=16\text{ m}$ に低下するものと考えられる。因みにこのような有限長斜面の静止時における限界高さを条件(d)によって計算すると表-1のようになる。したがって、 $\alpha=80^\circ$ の斜面の静止時における限界高さは $H_c=27.6\text{ m}$ であるが、 $a=0.3\text{ g}$ の地震時には図-9(b)の条件(d)からその限界高さは約 24 m に、また $a=0.4\text{ g}$ の地震時には 12.2 m に低下し、静止時の限界高さ以下にある斜面でも法肩部の崩落が免れないことがよくわかる。写真-1は気乾シラスによる振動実験の一例で、(a)が加振前、(b)が $a=0.53\text{ g}$ で45秒間振動させた後の状態を示したものである。

3. 切土斜面設計におけるラウンディングの耐震的役割

以上の法肩部の崩壊に関する解析結果から、切土斜面のラウンディングが耐震的にも重要な

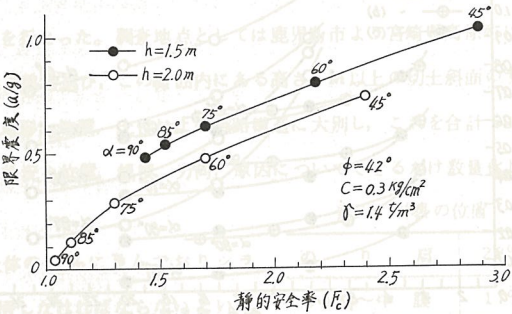


図-5 地震時の限界震度と地震前の静的状態における安全率との関係 (石原, 1968)

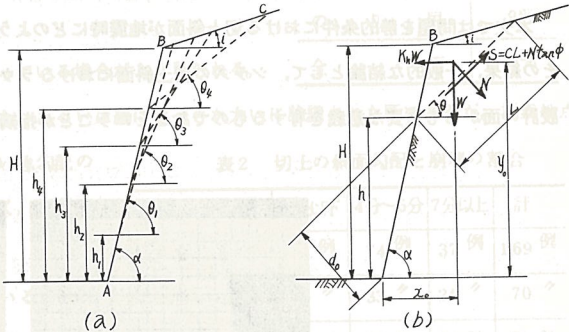


図-6 地震時の法肩崩壊

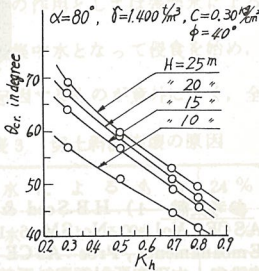


図-7 震度 (K_h) と法肩崩壊角 (θ) との関係

意味をもっていることが推測される。ラウンディングの形状設計という具体的な問題は、与えられた H と α の斜面について想定される K_h に応じて図-7 と図-8 の関係から図-6(a) のような崩壊線の内接曲線として合理的に解決できそうであるが、この点は今後に残された課題である。

表-1 静止時の限界高さ

α	H_c
60°	94.2m
70	46.1
80	27.6
90	19.3

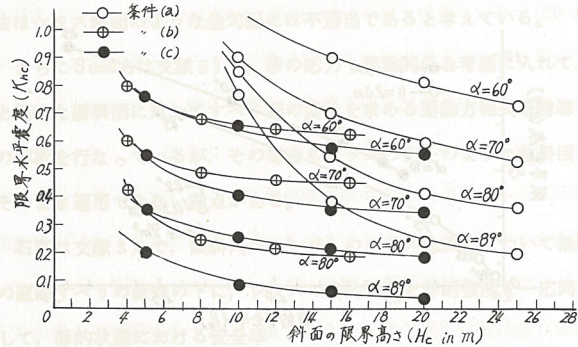


図-9(a) 斜面高さ(H)と限界震度 K_{hc} との関係

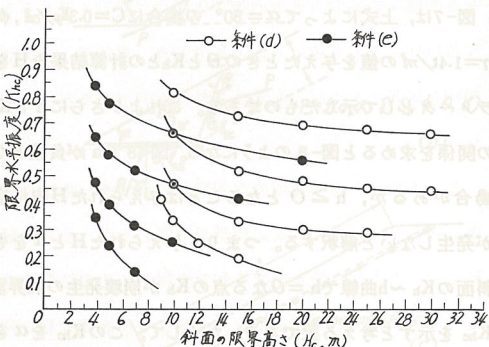


図-9(b) 斜面高さ(H)と限界震度 (K_{hc}) との関係

4. むすび

本文では問題を静的条件における切土斜面が地震時にどのような安定性の変動を示すかという点に限って論を進めた。その結果、一般的な結論として、シラスの切土斜面におけるラウンディングの役割が単に視覚的效果のみにとどまらず、耐震設計の面からも重要な意義を有するものであるということが指摘された。

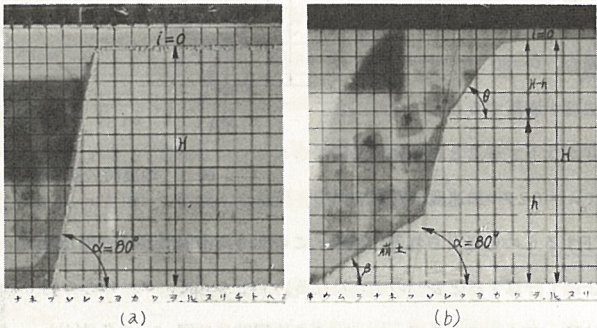


写真-1 振動実験によるシラス斜面の崩壊状態

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 , 1964 . 2) R . E . Goodman & H . B . Seed : Eathquake - Induced Displacement in Sand Embankments , Proc . ASCE , Vol . 92 , No SM-2 , 1966 . 3) 石原研而：えびの地震におけるシラス斜面崩壊に関する一考察，建設省土木研究所討議資料原稿，昭和43年8月。 4) 藤本他：昭和43年度土木学会西部支部研究発表会論文集，昭和44年2月。 5) 藤本他：第24回土木学会年次学術講演会概要集(Ⅲ)。 6) 藤本他：昭和45年度土木学会西部支部研究発表会論文集，昭和45年2月。

シラス斜面の崩壊とその設計

日本道路公団 持永龍一郎

1 まえがき

九州地方には特殊土と称される土が各地に分布している。たとえば灰土とかボタなどがそれであり土工施工上困難ないくつかの問題をかかえている。シラスもこれら特殊土の一つであるが、他の土と根本的に違う点は、切土にせよ盛土にせよ斜面は雨のたび毎に崩壊の恐れがあるという事である。高速で走行する車輛にとって小さな崩落土砂も不測の事故につながる危険がある。シラス地帯における道路は単に作るだけでなく、作る事以上に維持補修の面に重点をおいた設計をする事が要求される。

2 現道調査

シラス地帯における道路の現況を認識するために、現道調査を行なった。調査地点としては鹿児島市より宮崎県高原町に至る九州縦貫道予定線を中心として幅 10 KM の範囲内にある主要な道路を選び、この範囲内にある高さ 5 M 以上の切土斜面のすべて 239 ケ所を調査対象とした。調査項目は地点、交通量、気象、地形、地質、土性および道路構造に大別し、これを合計 52 項目に細分した調査カードを作製した。このカードに崩壊、侵食の状況を位置、規模、方向、原因についてできるだけ数量化して記入するようにした。

表 1 崩壊の位置

のり肩	28%
のり肩～中腹	17%
中腹	28%
中腹～のり尻	13%
のり尻	9%
全面	5%

調査結果によると何等かの崩壊のあとが見られるものが、全体の 71 % に及んでおりシラス地帯に人工斜面を作ればその $\frac{3}{4}$ は崩れる危険がある事を覚悟しなければならないという恐るべき結果を示している。崩壊の起きている位置を見ると表 1 の通りとなる。のり肩から中腹にかけての斜面上部だけで全体の 70 % 以上を占めており、設計に当っては斜面上部の水の処理に最大の注意を払うべきである事を示している。

シラス地帯の特色として鉛直に近い形でり面が安定を保っている場合がよく見られる。高速道路の設計に当り切土斜面の勾配を現状通り急にすべきか、あるいは緩にすべきか大いに論議された所であるが、調査地点における現状は表 2 の通りとなっている。すなわち鉛直に近い急勾配の場合には、その 82 % が何等かの崩壊のあとを示して最も多く、緩斜面になる程崩壊の割合は少なくなっている。

表 2 切土の斜面勾配と崩壊の割合

	3分以下	4分～6分	7分以上	計
A) 崩壊あり	58 例	74 例	37 例	169 例
B) 崩壊なし	13 %	33 %	24 %	70 %
C) A/(A+B)	82 %	69 %	61 %	71 %

緩斜面の場合にはほとんどが植生による保護工がなされているがそれでもなお 61 % が崩壊の危険があるということは、シラス斜面の維持が如何に困難であるかを物語っている。

崩壊の原因としては色々な因子が考えられるが大多数は水に起因することは論をまたない。水の作用としては表面水による場合と地下水による場合とが考えられるが崩壊の原因を大別すると、表 3 の通りとなる。表面水が集中水となって侵食を始め、ついには大崩壊にまで至ることは良く知られた所であるが小崩壊までも含めて考えると地下水に起因するものが意外に多く、全体の 68 % をも占めている事は特筆に値する。維持管理を重視する場合地下水についての対策を十分考慮した設計をする必要がある事をこの表は示している。

表 3 切土斜面崩壊の原因

表面水によるもの	24 %
地下水によるもの	40 %
表面水および地下水によるもの	28 %
人為的その他によるもの	7 %

3 設計

上述のようなシラスについての現状をふまえた上で道路の設計にさいしてはシラス独自の判断が要求される。高速道路の設計にさいして採用した設計のうち主要な

判断をあげると次の通りとなる。

i) のり面勾配

切土斜面の勾配を急にするか緩にするかは道路の死命を制するきわめて重要な問題である。乱さないシラスのN値は20程度を示してきわめて固く直立する事も可能である。急にすれば降雨をうける面積も小さくなる。しかしながら急斜面に対する不安感、不信心も大きい。道路公団では現地で試験工事を行なったがその一環として高さ7mの勾配を3種に変えた切土斜面を作り、これに水を加えてのり面の侵食状況を調査してみた。集中水を受けたのり面は水の落下点直下が先づ円弧状にえぐり取られ時間と共に滝壺状の落下点の下へ下って行くような侵食を受ける。のり面に平行に層状にはがされて行く形はとらないで、できるだけ鉛直面になろうとするような形をとる。したがってのり勾配がゆるい程侵食深さは深く、流出土量も大きくなる。またスプリンクラーを用いて降雨状の水を加えた場合には比較的層状に近い侵食を受けのり面は表層に平行に脱落して行くが、この場合でも斜面の勾配がゆるい程流出土砂量は大きい。緩斜面が水に対して不利である事は明らかである。単に作るだけであるならばちゅうちょ無く急斜面が採用されるであろう。しかしながら試験工事によって作られた急斜面を長期にわたって観察すると、のり面は無保護のために常時風化作用を受けこれによってはく離される土量は相当多量に上る事が認められた。完成後2ヶ月間に崩落した土砂はのり尻から路面へ向って14Mも堆積しており排水溝は小段部も含めてすべて埋められてその機能を果していない。高い位置の小段まで管理を十分にすることは不可能に近い。我々はこのような点こそむしろ大事故につながると判断した。シラス斜面は無保護のままでは決して安定した状態ではない。きわめてわずかずつではあるが常時崩壊の状態にありしたがって何等かの保護工を必要とする。以上の観点より切土斜面の勾配はすべて1割以上として植生により保護し脱落を防止することとした。水についての対策としてはまず集中水を防ぐために排水溝を完備することと次に斜面に直接降る雨についてはその侵食作用は大して大きいものではなく、また繁茂した植生によってその破壊力は相当に減殺されと考えられるので植生工のみで十分であると判断した。盛土の場合ローム質土で土羽土を設けたのり面と無保護のままのり面とに降雨試験を行なった結果によると無保護のままでは侵食量はきわめて大きい。植生のために良質土を与える意味からも盛土のり面は1割2分としてローム質土50cm～100cmの土羽土を置く事とした。

ii) 小段の間隔と幅員

斜面に降った雨水は集中しないうちにできるだけ早目に排水処理した方がよい。また崩落した時の災害を最小限に止めるためにも小段を数多く設けた方がよい。このために切土では高さ7M毎に盛土では6M毎に小段を設け、張芝でおおって排水溝を完備する事とした。また補修作業を安全にかつ迅速に行うために幅員は広くとり、切土盛土とも2M～2.5Mを採用した。

iii) 工事中の排水

切土区間においてはのり肩の側溝を先行してから掘削にかかる事とする。盛土区間においては路面にたまる水をのり肩から外方へ流すと侵食の原因となる。そのため一般の場合と逆に盛土中央に水を溜めるように溜った水は、盛土中央に直径45CMの有孔コルゲートパイプを鉛直に設置し、これに直径80CMのコンクリート管を水平に連結して排水する方法をとり、現在多大の効果を収めている。