

引張破壊に着目したしらす切土斜面の安定性について

STABILITY OF CUT-OFF SLOPES IN ORIGINAL GROUND SHIRASU
WITH REFERENCE TO TENSILE FAILURE

村田 秀一*・山内 豊聡**・後藤 恵之輔***

By Hidekazu MURATA, Toyotoshi YAMANOUCHI
and Keinosuke GOTOH

1. ま え が き

南九州に広く分布するしらすは、第四紀の火山噴出物で成因上は軽石流の非ないし弱溶結部およびこれらの二次堆積物であり、自然状態では緩い岩相を呈しているが乱してしまうと単なる砂質の粒状体になる。地山しらすの工学的性質は、決して一様なものでなく溶結の程度や物理的な性質によって、あるいは堆積場所や深さによってかなり相違しているため、しらす地帯における各種の土工を困難にしている。また、しらすは台地を形成しているため、台地端にしらすの自然斜面が多いばかりでなく、この地域の開発に伴っていきおい切土斜面が形成されやすい状況下にある。加えて、南九州は日本でも有数の多雨地帯に属し、降雨時に頻発するしらす斜面災害は社会的問題でもある。なお、しらす地帯では慣習的にしらすの切土斜面は垂直なほど安全であるという考え方があるが、これはあくまでも雨水に対する侵食防止を重視した経験に基づくものと考えられる。さらに、溶結効果によりほとんど垂直な斜面でも一見安定を維持するようにみえるため、経済的な観点から急斜面を採用してきたことも見逃せない要因である。

ところで、しらすに類似した土は、日本の火山地帯ばかりでなく、ニュージーランド北島に分布する“黄褐色土”、グアテマラの“火山灰土”、合衆国西海岸やイスラエルの“固結砂”など世界的にも広く分布している。中でも、合衆国西海岸に100m以上の崖を形成し、人口密集地帯に近接し分布している固結砂の力学的特性に関する研究¹⁾やその地山斜面の安定性に関する研究は^{2),3)}、近年地山斜面の崩壊に伴う災害が続出し始めたこともあ

り、活発に行われている。また、地震常襲地帯であるグアテマラでは、地震による火山灰斜面の崩壊が従来の土質力学的な手法で解明できないため、その対策に苦慮している⁴⁾。さらに、イスラエル海岸に堆積する固結砂の液状化に関する研究は始まったばかりである⁵⁾。

日本では、南九州の開発に伴って乱したしらすの土質工学的な解明は急速に進んだ。しかしながら、地山しらすについては工学的特性が多様に変化するため、現場からまず統一された判別法が強く望まれていた。このような背景のもとに、昭和51年に土質工学会しらす標準化委員会(委員長:山内豊聡)が設置され、検討の末、昭和54年に各機関で最も広く使用されている山中式土壌硬度計の指標硬度による地山しらすの判別分類法が土質工学会基準案として提示され⁶⁾、昭和56年に土質工学会基準(JSF規格:M2-81)として制定された⁷⁾。同時に、地山しらすの判別分類法に基づく切土工の設計施工指針が示され⁷⁾、各機関で広く利用され始めた。しかし、この設計施工指針は、高速道路や国道の切土工を対象とし、経験に基づくもので理論的な裏付けが必ずしも十分ではない。また、一般道路、治山、林道、農道、砂防等の工事に伴う切土工においては、単に自然斜面を補強したり、経済的理由や地形的な制約によって急勾配斜面を採用せざるを得ないことも多く、提案された設計施工指針に従った切土工が困難な場合もある。

そこで、本研究は著者らがこれまで行ってきた各種の地山しらすの強度特性に関する研究成果^{8)~12)}を判別分

Table 1 Identification and classification of the original ground Shirasu according to the hardness (JSF standard : M 2-81).

Identification & classification	Shirasu				Welded tuff
	Very soft Shirasu	Soft Shirasu	Semi-hard Shirasu	Hard Shirasu	
Hardness H_v (mm)	less than 20	20~25	25~30	30~33	more than 33

* 正会員 工博 山口大学助教授 工学部建設工学科

** 正会員 工博 九州大学教授 工学部水工土木学科

*** 正会員 工博 長崎大学助教授 工学部土木工学科

類されたしらすに対応させ、それぞれのしらすの弾性的な特性をさらに明確にし、判別分類されたしらすの切土斜面の安定性を、その引張破壊に着目して有限要素解析により検討したものである。また、その結果に基づき切土工の設計指針に対し、解析的な裏付けと補足説明を与えるとともに、切土斜面の引張破壊の軽減対策についても考察を加えた。

2. 地山しらすの弾性的な強度特性

(1) 判別分類された地山しらすの引張強度

Table 1 は、土質工学会基準として制定された山中式土壤硬度計の指標硬度に基づいた硬さによる地山しらすの判別分類である⁷⁾。すなわち、指標硬度 20 mm 以下を極軟質しらす、20~25 mm を軟質しらす、25~30 mm を中硬質しらす、30~33 mm を硬質しらす、および 33 mm 以上を溶結凝灰岩とよぶようにしたものである。これらの中で極軟質しらす以外のしらす層は、深さ数 10 m の範囲内において、ほぼ同じ硬度指標を示すのが普通であり、同一斜面において分類されたしらすが互層して堆積する例はきわめてまれである。極軟質しらすと軟質しらすの一部は従来風化しらすとよばれていたもので、一般には表層のローム層直下に薄く堆積している。この風化しらすやローム層が降雨時に割落する斜面崩壊も見られるが、これは一般の土質斜面と同じように取り扱うことができるので、本報ではこれらのケースは論じない。また、たまたま厚く堆積した極軟質しらす層に対して、長大切土斜面を施工した例はなく、切土斜面として問題になるのは指標硬度が比較的大きい軟質しらすから弱溶結の溶結凝灰岩である。後者のしらすは、地質学的な溶結効果に起因する引張強度をもっていることで特徴づけられ、この引張強度は、乱さない供試体に対する圧裂引張試験によって、 $\sigma_t = 2P/\pi dl$ として求めることができる⁸⁾。ここで、 P は圧縮荷重、 d および l はそれぞれ供試体の直径と厚さである。なお、圧裂引張試験から得られる引張強度 σ_t が、一軸的な引張強度とほぼ等しくなることは既に確かめてある⁹⁾。

Fig. 1 は、地山しらすの引張強度と指標硬度の関係で、判別分類されたしらすに対応して表示したものである。これから、溶結凝灰岩はほぼ 30 kPa 以上で、硬質しらすは 12~30 kPa、中硬質しらすは 6~12 kPa、軟質しらすは 4~6 kPa の引張強度をもち、極軟質しらすの引張強度はほとんど無視できることがわかる。すなわち、指標硬度が大きくなるにつれて引張強度が急激に増加し、軟岩に類似した材料特性が顕著となる。なお、本研究で取り上げた溶結凝灰岩は、著者らが考案したしらす

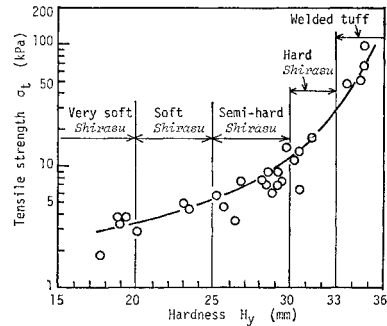


Fig. 1 Relation between tensile strength and hardness of Shirasu ground.

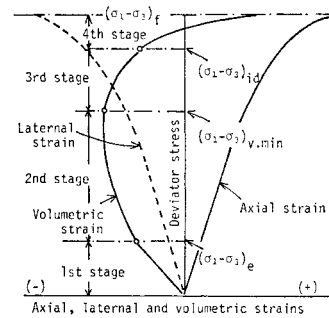


Fig. 2 Schematic relationship between deviator stress and strains up to failure.

すカッター⁸⁾で乱さない試料採取が可能で、かつ、水中において簡単に砂質の土質材料に変化するようきわめて弱溶結なものである。このため、切土工が容易で切土斜面としては多くの問題点を含んでいる。

(2) 三軸圧縮応力下での弾性限界と破壊モード

しらすカッターで採取した乱さないしらす供試体を用いて三軸圧縮試験 (CD 試験) を実施すると、初期のひずみ段階で応力-ひずみ曲線の立上りが直線的であること、体積変化は収縮から膨張の傾向を示すこと、また最大軸差応力と残留軸差応力の差が著しく大きくなることは、すでに報告した⁸⁾。これらの一連の試験における最大軸差応力までの応力-ひずみ関係を模式的に示したのが Fig. 2 であり、応力と体積ひずみ関係において 4 つのユニークな応力レベルが存在することがわかった⁹⁾。すなわち、体積ひずみが直線的である $(\sigma_1 - \sigma_3)_e$ 、体積ひずみが最小値を示す $(\sigma_1 - \sigma_3)_{v. min}$ 、ダイレイタンスを急激に開始する $(\sigma_1 - \sigma_3)_{id}$ 、および最大軸差応力 $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ がそれぞれである。

そこで、軟質しらすから溶結凝灰岩までの試料の $(\sigma_1 - \sigma_3)_e$ について破壊規準を検討してみると、Fig. 3 に示すように Griffith の規準が適用できる。これは、岩石について内部破壊が発生する応力に対して Griffith の破

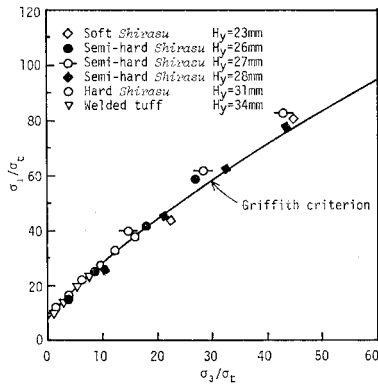


Fig. 3 Relation between σ_1/σ_t and σ_3/σ_t at the stress level $(\sigma_1 - \sigma_3)_e$.

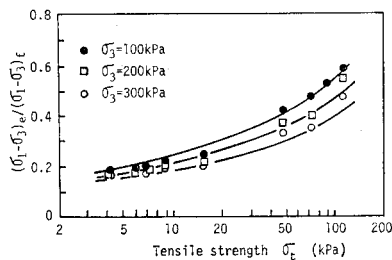


Fig. 4 Relation between the ratio of $(\sigma_1 - \sigma_3)_e / (\sigma_1 - \sigma_3)_f$ and tensile strength.

壊規準が成立するとした Bieniawski の結果¹³⁾と同じである。Griffith の規準は、弾性状態からいきなり引張破壊の発生する条件を与えるものであるから、乱さないしらすを、 $(\sigma_1 - \sigma_3)_e$ の応力レベルまでは弾性体と考えて差し支えない。Fig. 4 は、 $(\sigma_1 - \sigma_3)_e / (\sigma_1 - \sigma_3)_f$ 、すなわち、弾性限界での軸差応力の最大軸差応力に対する割合と引張強度の関係であるが、拘束圧が小さいほど $(\sigma_1 - \sigma_3)_e / (\sigma_1 - \sigma_3)_f$ の値は大きくなり、軟質しらすおよび中硬質しらすで約 20%、硬質しらすで約 30%、溶結凝灰岩では 50% 以上になるものもある。

しかし、これらのしらすも終局的にはせん断すべり面を発達させながら破壊し、 $(\sigma_1 - \sigma_3)_{id}$ および $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ 時の応力に対しては Mohr-Coulomb の破壊規準が適用できる⁹⁾。以上の考察から、圧縮応力下での乱さないしらすの破壊モードを示せば Fig. 2 を参照して、弾性変形領域 (領域 1)、塑性変形も伴うが弾性変形が支配的な領域 2、弾性変形も伴うが塑性変形が支配的な領域 3 および塑性変形領域 (領域 4) となる。そこで、しらすの切土斜面の安定性を論ずる場合は、領域 4 以前に領域 1 が存在することを認識して解析しなければならない。換言するならば、地山しらすのような材料ではせん断すべり破壊以前の引張破壊が、斜面の安定性を支配していると考えられる。このことは、豪雨時のしらす斜面災害の実例をみると、表層部の円弧すべり的な破壊はあるも

のそれはほとんど風化しらすに限られたものであり、地山しらす斜面においては、実際に円弧すべり的なせん断破壊の例をほとんど見受けないうことと深く関連している。著者らの長年における降雨による地山しらす層自体の崩壊調査によると、降雨以前に発生していたしらす層内の潜在的な欠陥が崩壊の要因であると判断されるにもかかわらず、たまたま降雨時の表層すべりが直接的な引き金になり、ほぼ斜面に平行に引き裂かれたような形態で崩壊し、結果的に降雨によるせん断すべり破壊とみなされていた例も少なくない。昭和 47 年の土木学会の公開討論会において著者の 1 人が座長として、しらす切土斜面の崩壊と設計における問題点を整理している¹⁴⁾。この時点において、地山しらす斜面は、せん断すべり破壊を起こさないという考え方が一応認められた。また、上田も地山しらすは引張りによって破壊すると主張している^{15), 16)}。

(3) 強度定数と引張強度の関係

乱さないしらすには弾性限界 $(\sigma_1 - \sigma_3)_e$ が存在するので、弾性限界での弾性係数 E_e とポアソン比 ν_e を簡単に求めることができる。Figs. 5, 6 は、 E_e および ν_e としらすのもつ引張り強度 σ_t の関係を拘束圧 σ_3 をパラメーターとしてそれぞれ示したものである。 E_e はしらすが硬質になるほど指数的に増加し、 ν_e は硬質にな

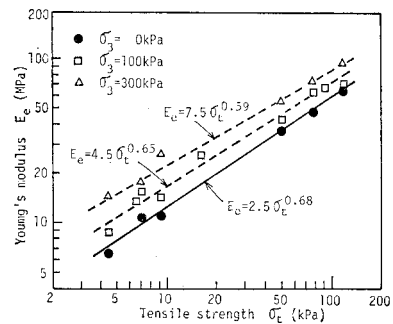


Fig. 5 Relation between Young's modulus and tensile strength.

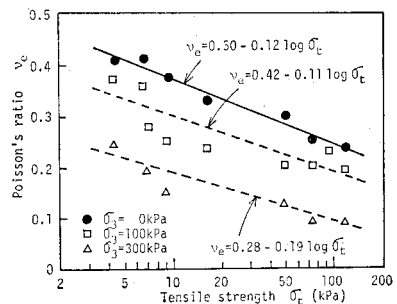


Fig. 6 Relation between Poisson's ratio and tensile strength.

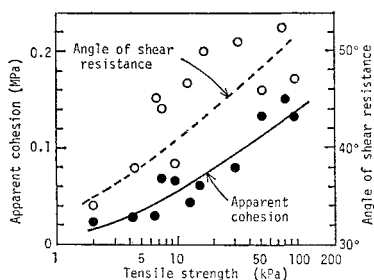


Fig. 7 Relation between apparent cohesion, angle of shear resistance and tensile strength.

るほど逆に減少し、これらの定数はそれぞれ次式で表わされる¹⁰⁾。

$$\left. \begin{aligned} E_e &= m\sigma_t^n \\ \nu_e &= \alpha - \beta \log \sigma_t \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (1)$$

ここで、 m 、 n 、 α および β は σ_3 の関数である。なお、地山しらすの切土斜面の弾性破壊を検討する際は、ここに示した定数 E_e 、 ν_e を用いるのが妥当である。

しかし、斜面のせん断破壊を検討する場合には、最大軸差応力 $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ 時におけるせん断強度定数が必要となる。 $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ 時における見かけの粘着力 c_f' およびせん断抵抗角 ϕ_f' と σ_t の関係が Fig. 7 である。これらの定数は乱さない試料の試験結果であるため、大きなばらつきを示しているが、しらすのもつ引張強度が大きくなるほど増加する傾向にある。なお、残留軸差応力時における見かけの粘着力およびせん断抵抗角は、試料の密度の影響を受けるものの、 σ_t に関係なくほぼ一定となることを考慮すると¹¹⁾、 σ_t の増加に伴う c_f' および ϕ_f' の増加は、地山しらすの地質学的な溶結効果に起因するものであると考えることができる。

3. 切土斜面の弾性解析

(1) 解析方法と材料定数

地山しらすは弾性的な性質が卓越する材料であることを踏まえて、切土斜面を含む地山しらすを等方等質の線形弾性体とみなし、有限要素法により斜面の安定解析を行った。有限要素法による斜面の応力あるいは安定解析は、過去数多くなされているが、Clough ら¹⁷⁾ や Brown ら¹⁸⁾ の研究は示唆に富む成果であろう。また、岩盤の自由斜面について川本、藤田¹⁹⁾ が、斜面傾斜角や谷幅と斜面の応力と変形問題、岩盤の異方性が斜面の応力および変形状態に及ぼす影響などについて研究しているほか、Duncan らは²⁰⁾、過圧密粘土や頁岩の掘削に伴う切土斜面の安定性を斜面内のせん断応力の分布に着目して詳しく論じている。著者らはこれらの研究成果を参照し、各種の地山しらすの切土斜面について、斜面内の応力状態

を相互に比較検討することにより、地山しらす斜面の安定性を言及しようとするものである。対象とした切土斜面は、斜面傾斜角 θ が 45° の緩斜面、 θ が 60° の中間斜面、および θ が 80° と 90° の急斜面である。解析領域の設定および要素の分割は、斜面近傍の応力に関して St. Venant の原理が成立し、かつ取れんした解が得られるように、Fig. 8 に示すような十分なものとした。また、斜面近傍の要素分割は、応力集中の可能性を考慮して、他の場所に比較すると Fig. 8 の一例のようにさらに細かくしてある。荷重状態は、各要素の各節点にそれぞれの要素の重量の $1/3$ ずつが外力として作用すると仮定し、境界条件は、側方境界に対して水平変位を拘束し、下方境界に対して完全固定とした。また、本解析は線形弾性解析であるから、最終的な斜面形状すなわち荷重状態に対する解でもって、斜面の安定性を検討することを目的とし、切土の施工過程の違いによる影響は考察

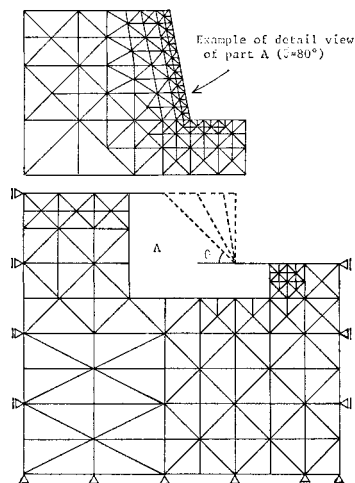


Fig. 8 Finite element configuration for the cut-off Shirasu slope.

Table 2 Material constants of Shirasu ground and welded tuff.

Kinds of Shirasu	Soft Shirasu	Semi-hard Shirasu	Hard Shirasu	Welded tuff
Hardness H_y (mm)	23	28	32	34
Tensile strength σ_t (kPa)	5	8	22	50
Wet density ρ_t (g/cm ³)	1.27	1.37	1.50	1.59
Young's modulus E_e (MPa)	8	11	22	36
Poisson's ratio ν_e	0.41	0.38	0.33	0.30
Apparent cohesion c_f' (kPa)	30	42	80	135
Angle of shear resistance ϕ_f' (°)	38	41	45	48

していない。

解析に取り上げたしらすは、軟質しらす、中硬質しらす、硬質しらすおよび比較的溶結効果の小さい溶結凝灰岩の4種類である。Table 2 にこれらのしらすの材料定数を示すが、弾性定数 E_o と ν_o は、本解析が斜面の安定性を検討することを主眼としていることを考慮して、 $\sigma_3=0$ 時の値を採用した。したがって、 E_o および ν_o の値は、引張領域も圧縮領域と同じであるとしている。次に、斜面のせん断破壊を論じる場合に必要なせん断強度定数は、最大軸差応力時における c_f' および ϕ_f' を用いることとした。

(2) 斜面内の応力状態

a) 主応力の分布

Fig. 9 は、硬質しらすの $\theta=45^\circ$ と $\theta=80^\circ$ の斜面近傍における主応力 σ_1/H , σ_3/H の分布状態を示す。なお、斜面内に発生する応力は、以後ことわりのない限り斜面高さ H で除し、斜面高さ 1m とした場合の値として示すものとする。最大主応力は、斜面の傾斜角のいかんを問わずあらゆる部分において圧縮側で、その方向は斜面近傍でほぼ斜面に平行となる。これに対し、最小主応力は緩斜面の場合はあらゆる部分で圧縮側であるが、急斜面の場合には斜面近傍において引張り側となり、その方向は斜面にほぼ垂直となる。Fig. 10 は、硬質しらすの斜面肩部、中腹部、および斜面先部の最大主応力 σ_1/H および最小主応力 σ_3/H と斜面傾斜角の関係で、正の場合を引張応力、負の場合を圧縮応力として表わしたものである。最大主応力 σ_1/H は、斜面肩および中腹部においては θ に無関係にほぼ一定となるのに

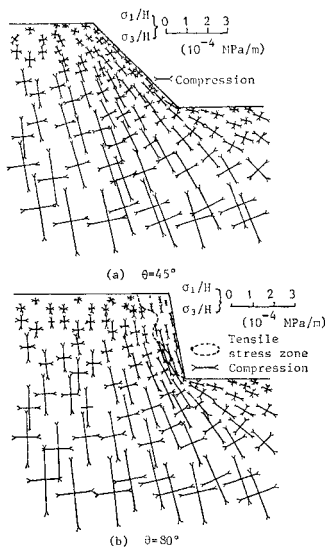


Fig. 9 Principal stress distribution in gentle and steep slopes of hard Shirasu ground.

対し、斜面先部では θ の増大とともに増加する。一方、最小主応力は次項で詳細に述べるように、傾斜角が増大すると引張応力を示すようになる。以上の結果は、他の種類のしらすについても定性的には同じである。

b) 引張応力領域の広がり及大きさ

4種類のしらす斜面については、発生する引張応力のコンターとその最大値 $\sigma_{td,max}/H$ を Fig. 11 に示す。 $\theta=45^\circ$ の緩斜面では、いずれのしらすにおいても引張応力は発生しないが、斜面傾斜角が垂直になるほど、また、軟質なしらすほど引張応力領域が斜面内部、および

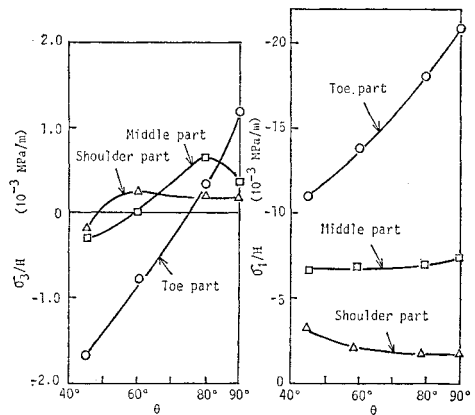


Fig. 10 Relation between magnitudes of principal stresses σ_1/H , σ_3/H and slope angle on hard Shirasu ground.

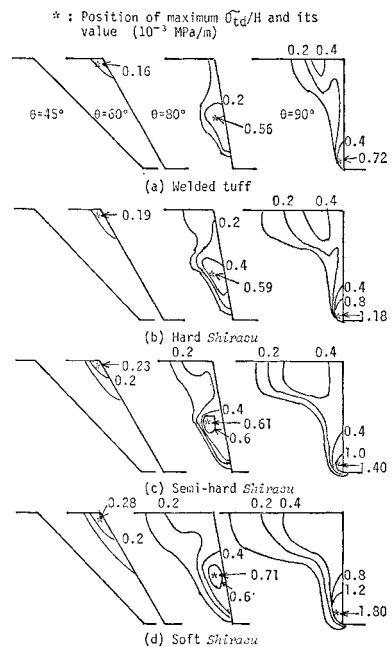


Fig. 11 Relation between magnitude of tensile stress zone and slope angle.

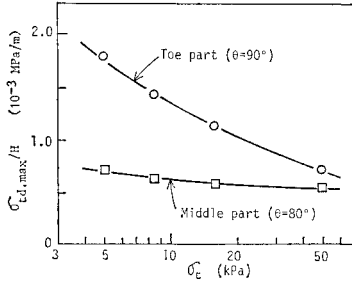


Fig. 12 Relation between maximum tensile stresses $\sigma_{td, max}/H$ at toe and middle parts of slope and tensile strength.

斜面先部に向かって拡大し、かつ、その値が大きくなる。ここで注目すべきは、引張応力の最大値の生ずる位置が、斜面の傾斜角によって異なることである。Fig. 12は、急斜面における最大引張応力の値 $\sigma_{td, max}/H$ をしらすのもつ引張強度に対してプロットしてみたものである。引張強度が小さいしらすほど、発生する最大引張応力は大きく、特に $\theta=90^\circ$ 斜面ではこの傾向が顕著になる。

ところで、斜面高さが増し発生する引張応力がしらすのもつ引張強度より大きくなると、その最大値を示す位置において引張破壊、すなわち、亀裂を生ずるのであろうと推測することができる。また、亀裂の発生する位置は、 $\theta=90^\circ$ 斜面では斜面先部、 $\theta=80^\circ$ 斜面では中腹部、および $\theta=60^\circ$ 斜面では斜面肩部であることを、Fig. 11 は示している。

c) 臨界無亀裂高さ

斜面内に発生する最大引張応力が、しらすのもつ引張強度と等しくなる斜面高さを、“臨界無亀裂高さ” H_{ct} と定義すれば、 H_{ct} は、次式により求めることができる。

$$H_{ct} = \frac{\sigma_t}{\sigma_{td, max}/H} \text{ (m)} \dots\dots\dots (2)$$

ここで、 $\sigma_{td, max}/H$ は斜面内に発生する最大引張応力で、たとえば Fig. 10 や Fig. 12 の縦座標の値である。

4種類のしらすについて、臨界無亀裂高ささと斜面傾斜角の関係は Fig. 13 のようになり、次のことが認められる。しらすの種類に着目すれば、溶結凝灰岩の場合、たとえば $\theta=90^\circ$ であっても斜面高さ約 60 m まで無亀裂状態にあるが、軟質なしらすになるほど急激に臨界無亀裂高さが減少していく。特に、中硬質や軟質しらすの急斜面では、数 m の高さにおいて斜面先部あるいは中腹部で亀裂を発生することを意味している。また、軟質しらすでは、 $\theta=60^\circ$ の中間斜面といえども H_{ct} は 10 数 m となるため、 $\theta \geq 60^\circ$ の斜面はきわめて危険であると考えられる。

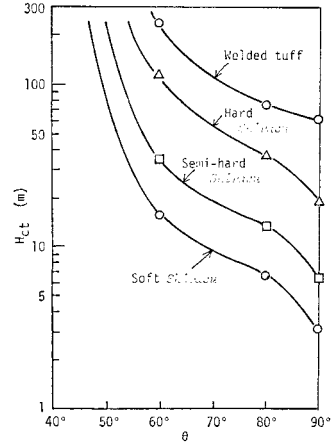


Fig. 13 Relation between non-cracking critical height and slope angle.

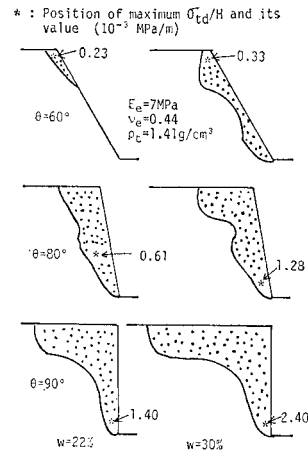


Fig. 14 Comparison between conditions of natural and high moisture contents on magnitude of tensile stress zone for semi-hard Shirasu ground.

d) 引張応力に及ぼす水分の影響

降雨などによって、斜面内の含水比が増大することも考えられるので、引張応力に及ぼす水分の影響を検討する。Fig. 14 は、中硬質しらすの自然含水状態と高含水状態での $\theta=60^\circ, 80^\circ$ および 90° 斜面について、引張応力領域の広がりとその最大値を対比して表示したものである。なお、図中に解析に用いた材料定数も示したが、これらの値は高含水比にした乱さない試料の三軸圧縮試験²⁾から得たものである。なお、含水比が増加した場合、湿潤密度が増加するのは当然であるが、 E_e の値は含水比の増加に伴って減少し、 ν_e の値は逆に増加する傾向にあった²⁾。図から明らかのように、高含水状態になると引張り応力領域がさらに拡大し、かつ、その最大値も増加する。また、 $\theta=80^\circ$ 斜面に注目すると、含水比の増加に伴って最大引張応力の発生箇所が斜面中腹部

から斜面先部に移動する。なお、いずれのしらすにおいても、 $\theta=45^\circ$ 斜面では高含水状態になっても、引張応力は発生しなかった。

以上のことから、 $\theta \geq 60^\circ$ の地山斜面においては、含水比の増加にもなつてしらすのもつ引張強度が減じるばかりでなく、斜面内に発生する引張応力を増加させるので、臨界無亀裂高さは著しく低下することになる。実際の地山における含水比の変化は、ここで取り上げたほど変化するとは考えられないが、いずれにせよ、斜面の安定性を低下させないために、地山しらすの含水比が増大しないよう配慮する必要がある。

(3) 斜面の安定性

a) 局所引張破壊と局所せん断破壊の関係

Fig. 15 は、硬質しらすの $\theta=45^\circ$ と 80° 斜面における最大せん断応力のコンター図である。 $\theta=80^\circ$ 斜面では斜面先部において最大せん断応力が著しく増加するのに対し、 $\theta=45^\circ$ 斜面ではこのような傾向はない。さらに、最大せん断応力は、傾斜角が同じならば硬質なしらすほど、また含水比が高いほど斜面先部で高くなることも確かめているが、この値に対しては斜面傾斜角の影響が大きい。

ところで、急斜面になるとある要素にせん断破壊の起こることも予想される。そこで、斜面の各要素に発生するせん断応力の Mohr-Coulomb の破壊包絡線に対する余裕度 S_L を用いて、せん断破壊発生の有無について検討してみる。すなわち、線形弾性解析によって得られた各要素の応力状態をしらす地盤の強度特性と比較することにより、斜面の破壊形態を推定しようとするものであ

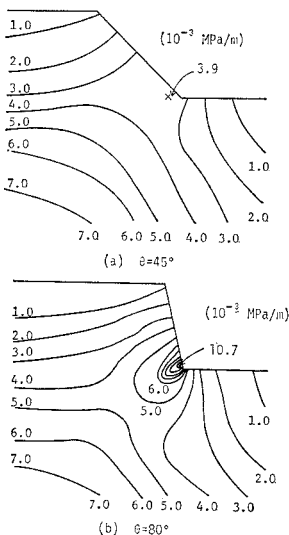


Fig. 15 Contours of τ_{max}/H in gentle and steep slopes of hard Shirasu ground.

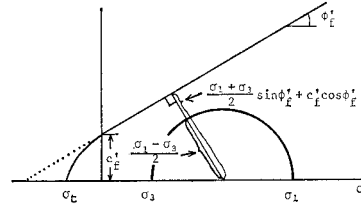


Fig. 16 Illustration figure for superfluity level S_L against shear failure.

る。なお、せん断応力の Mohr-Coulomb の破壊包絡線に対する垂直方向への余裕度 S_L は、各要素の主応力を σ_1, σ_3 とし、Fig. 16 を参照して次式で与えられる。

$$S_L = \frac{\frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{2}}{\frac{(\sigma_1 + \sigma_3)}{2} \sin \phi_f' + c_f' \cos \phi_f'} \dots\dots\dots (3)$$

S_L は斜面内各点で強度がどのくらい発揮されているかを示す指数であり、 S_L が 1.0 に近いほど破壊に近い応力状態にあることはいうまでもない。また、 S_L の逆数はこのような局所破壊に対する安全率を与えると考えてよい。実際に斜面高さを与えた解析において、斜面内のある要素の S_L の値が 1 より小さく、かつ、その要素に発生する引張応力 σ_{td} がしらすのもつ引張強度 σ_t より小ならば、この土要素は安定（非破壊）であるといえる。しかし、ある要素において $S_L < 1$ であっても、 $\sigma_{td} > \sigma_t$ となれば、この要素に局所引張破壊を生じ、 $\sigma_{td} < \sigma_t$ であっても、 $S_L > 1$ となれば局所せん断破壊を生じ、また $\sigma_{td} > \sigma_t$ かつ $S_L > 1$ ならば、混合破壊を生じると判定することができる。なお、本報告では、 $\sigma_{td} > \sigma_t$ なる条件下での破壊は、局所引張破壊として取り扱った。したがって、斜面の局所せん断破壊は、斜面内に $\sigma_{td} < \sigma_t$ で、 $S_L < 1$ なる要素において発生するとみなし、このような要素が斜面内に初めて出現する斜面高さを“臨界せん断高さ” H_{cs} と定義した。

Fig. 17 は、中硬質しらすの臨界無亀裂高さ H_{ct} 、臨界せん断高さ H_{cs} と斜面傾斜角 θ の関係である。 $\theta < 70^\circ$ の斜面では $H_{cs} < H_{ct}$ となるが、 $\theta > 70^\circ$ の斜面においては逆に $H_{cs} > H_{ct}$ となり、急斜面では、斜面先部あるいは中腹部における局所引張破壊が、斜面の安定に関して支配的な役割を果たしていることが認められる。なお、Fig. 17 の関係は、他のしらすについても定性的には同じである。ところで、 $\theta < 70^\circ$ 斜面において $H_{cs} < H_{ct}$ となるのは、発生する引張応力がきわめて小さいかあるいは発生しないため、 $\sigma_{td} > \sigma_t$ となる以前に、斜面高さが 20~30 m となると、斜面表層部の要素においてかなり大きい最大主応力と小さい正の最小主応力が生じ、結果として $S_L > 1$ となり局所せん断破壊を生じると解釈できる。特に、 $\theta=45^\circ$ 斜面では、Fig. 9 あるいは Fig. 11 から明らかなように本報でいう局所

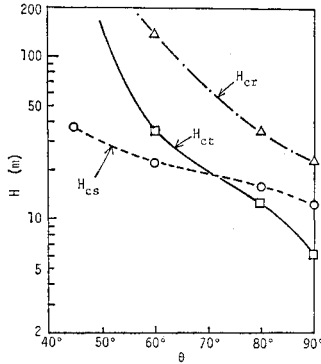


Fig. 17 Relation between three kinds of critical heights and slope angle on semi-hard Shirasu ground.

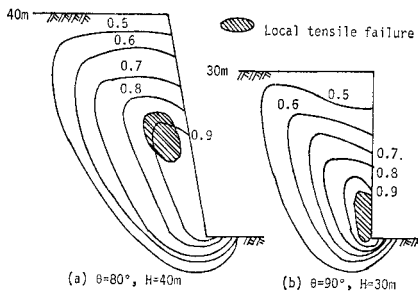


Fig. 18 Contours of S_L in steep slopes of hard Shirasu ground.

引張破壊の条件である引張応力の発生はなく、局所引張破壊に対してはまったく安全な斜面である。

b) 塑性平衡論からみた臨界高さ

Fig. 18 は、硬質しらすの $\theta=80^\circ$, $H=40\text{ m}$ と $\theta=90^\circ$, $H=30\text{ m}$ の急斜面における S_L のコンター図を表示したものである。なお、いずれの斜面とも臨界無亀裂高さより高い場合であり、中腹部および斜面先部でそれぞれ局所引張破壊が潜在しているが、 $S_L > 1$ なる要素は出現していない。また、Fig. 18 は、斜面にせん断すべり破壊が起こると仮定するならば、それは斜面先部からであることを示唆している。そこで、一つの目安として斜面が直線的なすべり面を伴ってせん断破壊を起こす斜面の臨界高さ H_{cr} を周知の次式で求めてみる。

$$H_{cr} = \frac{4c_f' \sin \theta \cos \phi_f'}{\gamma_t [1 - \cos(\theta - \phi_f')]}$$

ここで、 γ_t は単位体積重量である。なお、式 (4) から求められる H_{cr} は、あくまでも、局所引張破壊も局所せん断破壊も考慮しない斜面高さであり、地山しらすのような材料では、実際の臨界高さを意味するものではない。

中硬質しらすの場合について、式 (4) から得られる臨界高さ H_{cr} と θ の関係を Fig. 17 に追加して示した。 H_{cr} は θ に関係なく H_{ct} および H_{cs} より高く

なり、これらの関係からも、地山しらす斜面の安定性に局所的な破壊、特に、引張破壊が斜面全体の潜在的な要因になっていることを認めることができる。また、斜面傾斜角が約 70° より小さい斜面では、 H_{ct} 以下の斜面高さで局所せん断破壊が生じることになるが、 H_{cr} の値は 60 m 以上であり、せん断すべり発生以前の斜面肩部の局所引張破壊がより危険であると考えられる方が妥当であろう。なぜならば、せん断すべり破壊は、引張破壊に比較するとかなり大きな変形を伴うと考えられるが、引張破壊は、きわめて微小な変形下で発生し得るもので、斜面全体の安定性に重大な影響をもっていると考えられるからである。なお、Fig. 17 に示す H_{cr} と H_{ct} および H_{cs} の θ に対する関係は、他のしらすについても定性的には同じであった。

(4) 引張り破壊の軽減対策

しらす地帯では、急傾斜の自然斜面が多数存在している。そこで、急斜面での臨界無亀裂高さおよび臨界せん断高さと指標硬度の関係を示したのが Fig. 19 である。この図によると、軟質しらすと中硬質しらすの一部は、急勾配ならその安定性が著しく低い。これに対し、硬質しらすと溶結凝灰岩は、たとえ急斜面でも力学的にはかなりの高さまで安定を維持できることがわかる。したがって、この結果は、現行のしらす切土工設計施工指針の妥当性を裏付けているといえる。しかしながら、農林道や治山、砂防関係の切土工事においては、特に比較的硬いしらすに対し、物理的あるいは経済的な理由により急傾斜で切土しなければならないことも起こり得る。このような場合に、発生する引張応力をできるだけ減ずる工夫が望まれる。

そこで、一方法として、斜面に小段を設置する場合と斜面肩をカットする場合を考え、引張応力の発生状況を斜面がプレインな場合と比較してみた。解析は、溶結凝灰岩、硬質しらすおよび中硬質しらすに限って、 $\theta=80^\circ$

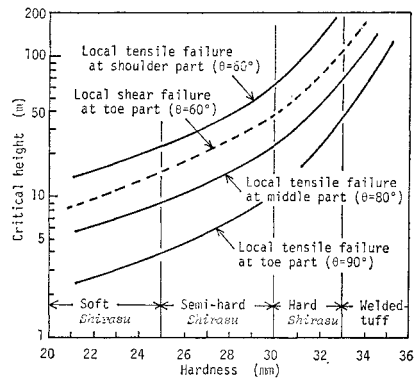


Fig. 19 Relation between critical height and hardness in moderate and steep slopes.

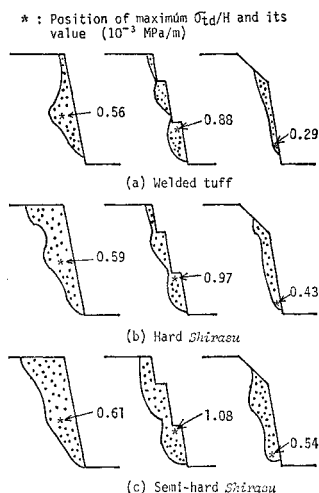


Fig. 20 Effects of bermed and shoulder-cut slopes on magnitude of tensile stress zone in steep slopes.

にし、小段を斜面先から $3H/8$ と $6H/8$ の高さに幅 $H/16$ で設置した場合と、斜面先から $3H/4$ の高さで斜面肩をカットした場合を想定して行った。

Fig. 20 が、その結果である。小段を設置した場合の引張応力領域は、プレーンな場合と比較して減少はするものの、最大引張応力値が最下の小段で逆に増大することになる。この現象は、小段設置により複数個の斜面が形成され、各斜面の重畳作用により応力が最下層の斜面に集中したためと考えられる。したがって、小段を設置することは、最下段の補強をしない限り引張破壊の軽減策にはならない。つぎに、斜面肩をカットした斜面は、引張応力領域、およびその最大値が減ざられ、引張破壊に対してより安定な形状となる。ただし、この効果は、溶結凝灰岩においてももっとも有効で（引張応力が約 50% 減少）、中硬質しらすに対してはそれほど期待できない（引張応力が約 10% 減少）。

以上の考慮を踏まえて、斜面の引張破壊を軽減するには、つぎのような方法が考えられる。1) 斜面の傾斜角をなるべく緩にする。2) 硬質しらすや溶結凝灰岩において急斜面を採用せざるを得ない場合は、斜面肩をカットする。3) 斜面内の含水比の増加は、発生する引張応力を増大させるばかりではなく、しらすのもつ引張強度をも減じさせるので、斜面内の含水比が増大しないように、天端部にモルタル吹付けなど施すとともに排水溝を設ける。

4. 結 論

判別分類された地山のしらすの弾力的な強度特性とその切土斜面の安定性について考察した結果、次のような

結論が得られた。

(1) 分類された地山しらすの引張強度と指標硬度の関係を明らかにした。

(2) 乱さないしらすには弾性限界が存在することを見出し、弾性域での弾性定数と引張強度の関係式を求めた。

(3) $\theta=45^\circ$ の緩斜面では、発生する応力はすべて圧縮側で、斜面先部での最大せん断応力の集中も認められないが、急傾斜の斜面になるに従って、斜面先部に最大せん断応力の集中が現われるばかりでなく、斜面近傍に引張応力領域が広がっていく。最大引張応力は、 $\theta=60^\circ$ 斜面では斜面肩部、 $\theta=80^\circ$ 斜面では中腹部、 $\theta=90^\circ$ 斜面では斜面先部で発生する。

(4) 指標硬度の小さいしらすほど、また斜面内の含水比が増大するほど、斜面内に発生する引張応力領域は大きく、かつその最大値も大きくなる。

(5) 急斜面では局所引張破壊が斜面の崩壊に対して支配的な役割を果たしている。

(6) 指標硬度に対応した斜面の臨界無亀裂高さを求める図を示すとともに、やむを得ず急斜面方式を採用する場合の引張破壊軽減策を判別分類されたしらすの特性を考慮して提案した。

参 考 文 献

- 1) Clough, G.W., N. Sitar, R.C. Bachus and N.C. Rad : Cemented sands under static loading, Jour. Geotech. Eng., ASCE, Vol. 107, No. GT 6, pp. 799~817, June, 1981.
- 2) Sitar, N., G.W. Clough and R.C. Bachus : Behavior of weakly cemented soil slopes under static and seismic loading conditions, Report No. 44, The John A. Blume Earthquake Center, Stanford University, p. 160, June, 1980.
- 3) Sitar, N. and G.W. Clough : Seismic response of steep slopes in cemented soils, Jour. Geotech. Eng., ASCE, Vol. 109, No. GT 2, pp. 210~227, Feb., 1983.
- 4) Harp, E.L., et al. : Landslides from the February 4, 1976 Guatemala earthquake : Implications for seismic hazard reduction in the Guatemala city area, Proc. 2nd Int. Conf. on Microzonation, San Francisco, Vol. 1, pp. 353~366, Nov., 1978.
- 5) Frydman, S., et al. : Liquefaction study of cemented sand, Jour. Geotech. Eng., ASCE, Vol. 106, No. GT 3, pp. 275~297, March, 1980.
- 6) 土質工学会 : 土質工学会基準案「地山しらすの判別分類基準について」, 土と基礎, Vol. 27, No. 8, pp. 53~55, 1979年8月.
- 7) 土質工学会 : 土質工学会基準「硬さによる地山しらすの判別分類法」(JSF規格:M2-81), 土と基礎, Vol. 29, No. 4, pp. 45~48, 1981年4月.
- 8) 村田秀一・山田豊聡 : 乱さないシラスの強度特性の要因について, 土質工学会論文報告集, Vol. 17, No. 3, pp. 81~91, 1977年9月.
- 9) 村田秀一・山内豊聡 : 乱さないシラスのダイレンタンシーと破壊機構について, 土質工学会論文報告集, Vol. 18,

- No. 2, pp. 29~37, 1978年6月.
- 10) Yamanouchi, T. and H. Murata : Failure mechanism of the undisturbed samples of a pumice flow soil "Shirasu", Proc. 6th Asian Reg. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Singapore, Vol. 1, pp. 107~110, July, 1979.
 - 11) 村田秀一・山内豊聡：乱さないシラスの自然含水比状態における強度定数について，九州大学工学集報，Vol. 49, No. 6, pp. 723~730, 1976年12月.
 - 12) 村田秀一・山内豊聡：乱さないシラスの強度特性に及ぼす含水比の影響について，土質工学会論文報告集，Vol. 18, No. 1, pp. 105~115, 1978年3月.
 - 13) Bieniawski, Z.T. : Mechanism of brittle fracture of rock, Int. Jour. Rock Mech. Min. Sci., Vol. 4, pp. 395~430, Aug., 1967.
 - 14) 山内豊聡：シラス切土斜面の崩壊とその設計，土木学会誌，JSCE Annual 1973, pp. 21~27, 1973年4月.
 - 15) 上田通夫・長野紀俊：シラスの破壊は引張りで起る，日本建築学会中国・九州支部研究報告，No. 1, pp. 9~10, 1969年4月.
 - 16) 上田通夫：シラスの土質力学的特性とその原因，鹿児島大学工学部研究報告，No. 19, pp. 43~60, 1977年11月.
 - 17) Clough, R.G. and R.J. Woodward : Analysis of embankment stresses and deformations, Jour. Soil Mech. & Found. Division, ASCE, Vol. 93, No. SM 4, pp. 529~549, July, 1967.
 - 18) Brown, C.B. and I.P. King : Automatic embankment analysis : Equilibrium and instability conditions, Géotechnique, Vol. 16, No. 3, pp. 209~219, Sept., 1966.
 - 19) 川本眺万・藤田益夫：自由斜面の変形と応力状態について（その1，等方性および異方性弾性斜面），土と基礎，Vol. 16, No. 8, pp. 37~46, 1968年8月.
 - 20) Duncan, J.M. and A.M. Dunlop : Slope in stiff-fissured clays and shales, Jour. Soil Mech. & Found. Division, ASCE, Vol. 95, No. SM 2, pp. 467~492, March, 1969.
 - 21) 村田秀一：地山シラスの破壊機構と斜面安定に関する研究，学位論文（九州大学），pp. 174~178, 1978年6月.

(1983.4.30・受付)