

地山しらすの判別分類に基づく切土斜面の安定解析

村 田 秀 一*

The Stability Analyses of Cut-off Slopes on the Basis of the Classification of Original Ground *Shirasu*

Hidekazu MURATA

Abstract

The undisturbed *Shirasu* belongs to a none or weakly welded part of pyroclastic pumice-flow soil widely distributed in southern Kyushu and is counted to be an unusual soil for its frequent damages owing to rainfalls and earthquakes. As its original ground is of property like a weak rock, no rotational shear slide ever occurs in fact in the cut-off and natural *Shirasu* slopes. On the other hand, this soil is extremely erosive against water flow and the nearly vertical cut-off slope has traditionally been adopted. However a few kinds of local damages were unavoidable in the slope besides the tensile failures inevitably cause even at the ordinary time.

This paper reports, after made clear the elastic characteristics of undisturbed *Shirasu* material, the elastic analysis for various cut-off slopes on the basis of the classification of original ground *Shirasu* (JSF standard: M 2-81), which has been proposed by JSSMFE in 1979. These analyses were carried out by the finite element method, assuming that the *Shirasu* material is an isotropic and homogeneous elastic body. The discussions were made from the view point of tensile failure of slope, and the following findings were obtained; 1) The tensile stress occurred in the slope increases both with an increase of slope angle and with a decrease of hardness of *Shirasu*. 2) In the steep slope of $\theta > 60^\circ$, the local tensile failure occurs, when the slope is higher than the non-cracking critical height, leading to the dormant cause to the slope failure. 3) The cut-off slope especially for the soft and semi-hard *Shirasu* should be designed in a type of comparatively moderate slope. 4) The author showed the relationship between the critical height of comparatively steep slope and the hardness of *Shirasu*. 5) When the steep slope is forced to be adopted for the hard *Shirasu* and welded tuff, it is desirable to cut the shoulder part for the purpose of the reduction of tensile stress.

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、乱したものは砂質の粒状体である。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、また場所や深さによってかなり相違し、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、自然のしらす斜面が多いばかりでなく、この地帯

の開発に伴っていきおい切土斜面が形成され易い状況下にある。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にもなっている。なお、しらす地帯では慣習的にしらすの切土は垂直な程安全であるとする考え方があるが、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であろう。さらに、経済的な観点からみて、溶結効果で一見安定を維持するように見える急斜面を採用したくなることも見逃せない要因である。

なお、しらすに類似した土は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崖を形成し堆積している固

* 建設工学科

結砂の力学的特性に関する研究¹⁾,あるいはその地山斜面の安定性に関する研究は^{2),3)},この固結砂が人口密集地帯の都市部に近接し分布し,近年地山斜面の崩壊に伴う災害が続出し始めたことなどもあり,活発に行われるようになってきた.

このような背景のもとに,昭和51年に土質工学会しらす基準化委員会(委員長山内豊聡)が設置され,検討の結果,各機関で最も広く使用されている山中式土壤硬度計の指標硬度による地山しらすの判別法が昭和54年に土質工学会基準案として提案され⁴⁾,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⁵⁾.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しらす基準化委員会案として示され⁶⁾,各機関で広く利用されている.しかし,この設計指針は,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.

そこで,本研究は筆者が,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を判別分類されたしらすに対応させ整理し,各々のしらすの特性をさらに明確にし,分類されたしらすの切土斜面の安定性を有限要素法を用いて解析し,切土工の設計指針に役立せると共に,切土斜面の引張り破壊防止対策について考察を加えたものである.

2. 乱さないしらすの弾力的な強度特性

2.1 判別分類された地山しらすの引張り強度

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く地山しらすの判別分類は Table 1 である⁵⁾.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呼ぶようにしたものである.この中で,極軟質しらすと一部の軟質しらすは,その強度が低い故に,切土施工されることは極めて少なく,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硬質しらすから溶結凝灰岩である.これらのしらすは,地質学的な溶結効果に起因する引張り強度を持っていることで特徴づけられ,この引張り強度は,しらすカッターで採取した乱さない供試体を用いて圧

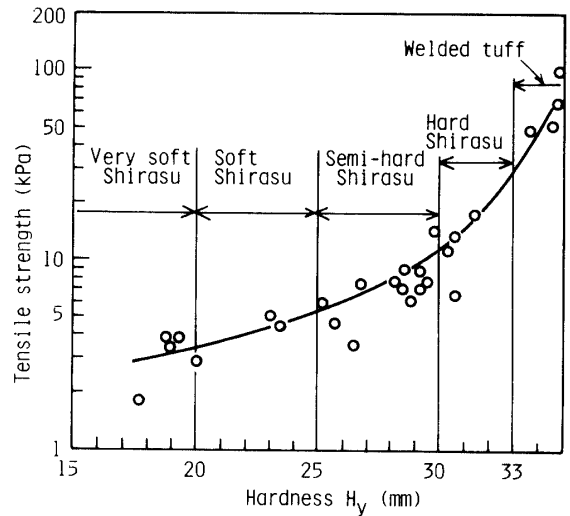


Fig. 1 Relation between tensile strength and hardness of Shirasu.

裂引張り試験によって, $\sigma_t = 2P/\pi dl$ として求めることができる⁶⁾.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. Fig. 1 は,乱さないしらすの引張り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示したものである.これから,溶結凝灰岩はほぼ 30 kPa 以上,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 の引張り強度を持ち,極軟質しらすの引張り強度は 4 kPa 以下であることが判る.すなわち,指標硬度が大きくなるにつれて引張り強度が急激に増大し,軟岩に類似した材料特性を有してくる.なお,本研究で取り上げた溶結凝灰岩は,水中下において簡単に粒状土に変化するような超弱溶結のもので,しらすカッターにより乱さない試料採取が可能なものである.

2.2 三軸圧縮応力下における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試料を用いて三軸圧縮試験(CD試験)を実施すると,応力・ひずみ曲線の初期のひずみ領域で立上がり之急となり,また最大軸差応力と残留軸差応力の差が極めて大きいことを前に報告⁶⁾した.これらの一連の試験結果を最大軸差応力までについて模式的に示したのが Fig. 2 で,応力と体積ひずみ関係において4つのユニ

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 _y (mm) | less than 20 | 20-25 | 25-30 | 30-33 | more than 33 |

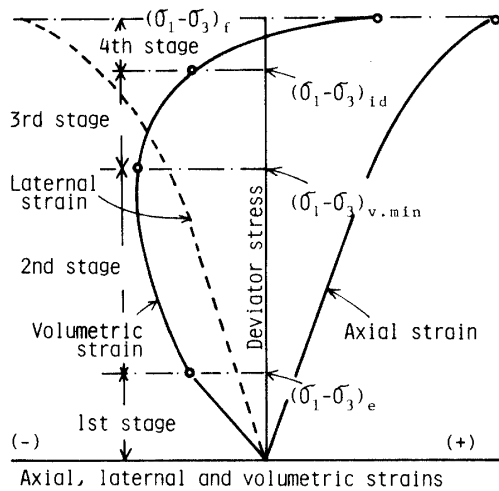


Fig. 2 Schematic relation between deviator stress and strains up to failure.

ークな応力レベルが存在することが判った。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とが判る。

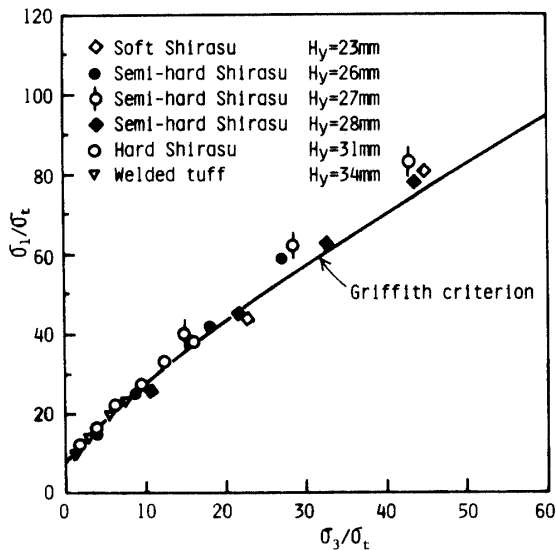


Fig. 3 Relation between σ_1/σ_e and σ_3/σ_e at stress level $(\sigma_1 - \sigma_3)_e$ on typical Shirasu samples.

したがって、 $(\sigma_1 - \sigma_3)_e$ の応力レベルまでにおいては、乱さないしらすを弾性体と考えて差支えなく、このことは Bieniawski が岩石において、内部破壊が発生する応力に対して Griffith の破壊規準が成立すると報告した結果⁷⁾ と同じである。Fig. 4 は、 $(\sigma_1 - \sigma_3)_e/(\sigma_1 - \sigma_3)_f$

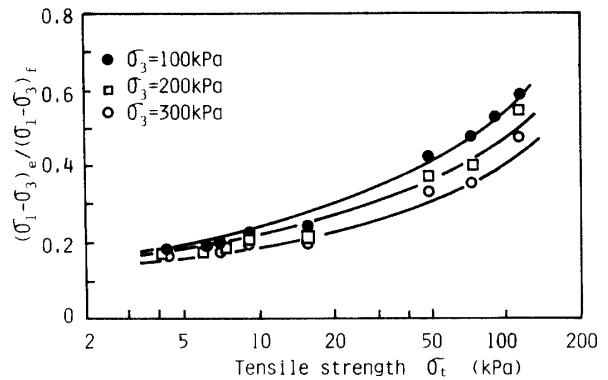


Fig. 4 Relation between ratio of $(\sigma_1 - \sigma_3)_e/(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ and tensile strength.

すなわち、弾性抵抗の最大軸差応力に対する割合と σ_t の関係を示したものであるが、拘束圧が小さい程 $(\sigma_1 - \sigma_3)_e/(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ の値は大きく、軟質および中硬質しらすで約20%、硬質しらすでは、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、最終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 $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ 時に対しては Mohr-Coulomb の破壊規準が適用できる⁸⁾。Fig. 5 は、これらの破壊モードを溶結凝灰岩の試験結果を用いて $\tau - \sigma$ 座標上に表示したものである。以上の考察から、しらすの破壊形態は Fig. 2

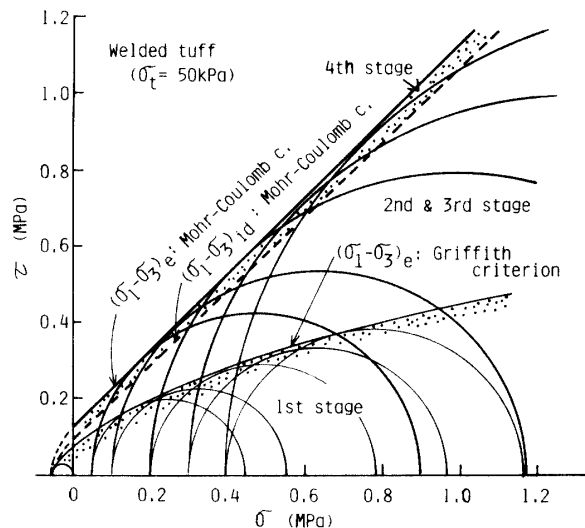


Fig. 5 Failure mode of welded tuff.

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）に分けて説明できる⁹⁾。そこで、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。換言すれば、

地山しらすのような材料では、せん断破壊以前の、弾性破壊が、斜面の安定を支配していると考えられる。このことは、現実に地山しらす斜面においてはせん断すべり破壊の例をほとんど見受けなことを深く関連している。

2.3 強度定数と引張り強度の関係

前述したように、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、この弾性限界での弾性係数 E_e とポアソン比 ν_e を求めることができる。Figs. 6, 7 は、 E_e および ν_e としらすの持つ引張り強度 σ_t の関係を各々示したものである。これから、 E_e はしらすが硬質になる程指数的に増加すること、 ν_e は硬質になる程減少することが判る。なお、地山しらすの切土斜面のぜい性破壊を検討する場合は、ここに示した

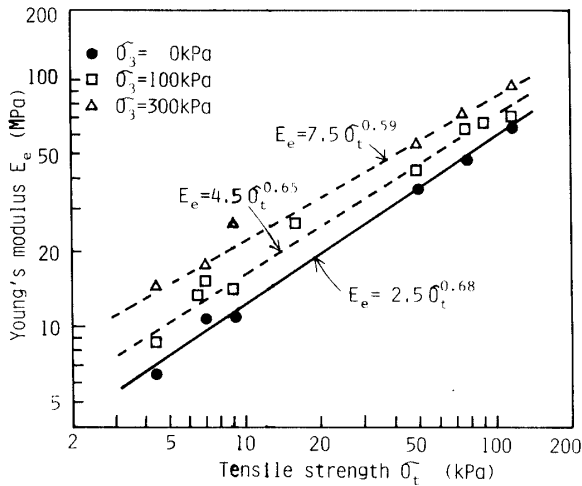


Fig. 6 Relation between Young's modulus and tensile strength.

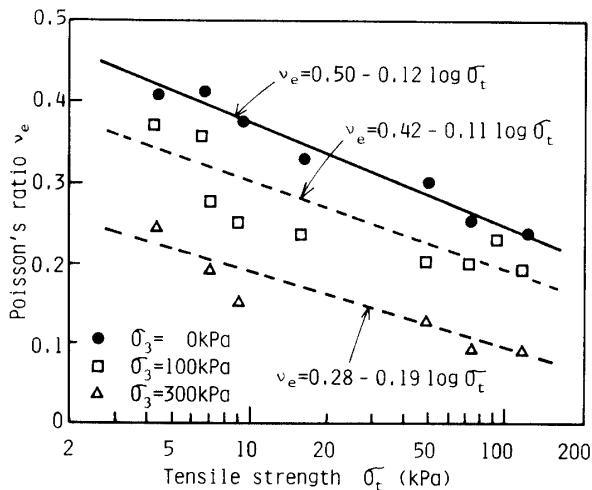


Fig. 7 Relation between Poisson's ratio and tensile strength.

定数 E_e, ν_e を用いるのが妥当であろう。

しかしながら、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。Fig. 8 は、 $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ 時におけるせん断抵抗角 ϕ'_f および見かけの粘着力 c'_f と σ_t の関係である。これらの定数は、しらすの持つ引張り強度が大きくな

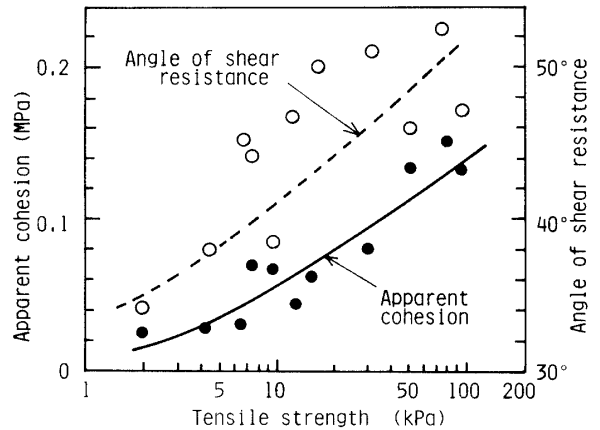


Fig. 8 Relation between apparent cohesion, angle of shear resistance and tensile strength.

る程大きな値を示す。なお、残留軸差応力時のこれらの定数は、試料の密度に影響を受けているものの、 σ_t に関係なくほぼ一定となること¹⁰⁾を考慮すれば、 c'_f および ϕ'_f の σ_t の増加に伴う増大は、地山しらすの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

3.1 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、切土斜面を含む地山しらすを等方等質の線形弾性体と見なして、有限要素法により安定解析を行った。解析の対象とした切土斜面は、斜面傾斜角 θ が 45° の緩斜面、 $\theta = 60^\circ$ の中間斜面、および $\theta = 80^\circ, 90^\circ$ 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、かつ収れんした解が得られるように、Fig. 9 に示すようなものとした。なお、斜面近傍の要素分割は、応力集中の可能性を考慮して、他の場所に比べて Fig. 9 の一例のようにさらに細かくしてある。また、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。

取り上げたしらすは代表的な軟質しらす、中硬質しらす、硬質しらすおよび比較的溶結効果の小さな溶結

Table 2 Material constants of *Shirasu* and welded tuff

| Kinds of <i>Shirasu</i> | Soft <i>Shirasu</i> | Semi-hard <i>Shirasu</i> | Hard <i>Shirasu</i> | Welded tuff |
|---|---------------------|--------------------------|---------------------|-------------|
| Hardness H_f (mm) | 23 | 28 | 32 | 34 |
| Tensile strength σ_t (kPa) | 5 | 8 | 22 | 50 |
| Wet density ρ_s (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 |

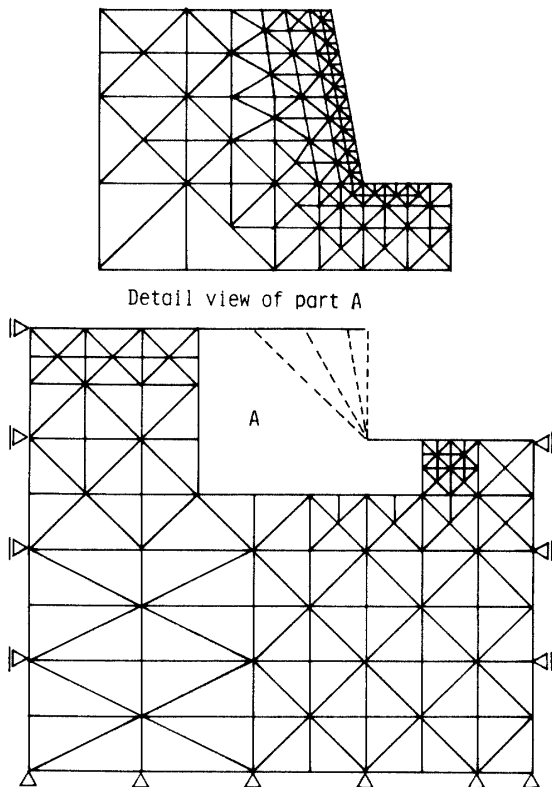


Fig. 9 Finite element configuration for the cut-off *Shirasu* slope.

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してあるが、弾性定数 E_e と ν_e は、本研究が斜面の安定性を検討することを主眼として、 $\sigma_3=0$ 時の値を採用した。したがって、 E_e, ν_e の値は圧縮領域も引張り領域も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は、 $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ 時におけるせん断強度定数 c'_f, ϕ'_f を用いることにした。

3.2 斜面内の応力状態

3.2.1 主応力の分布

Fig. 10 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の分布状態を示したものである。

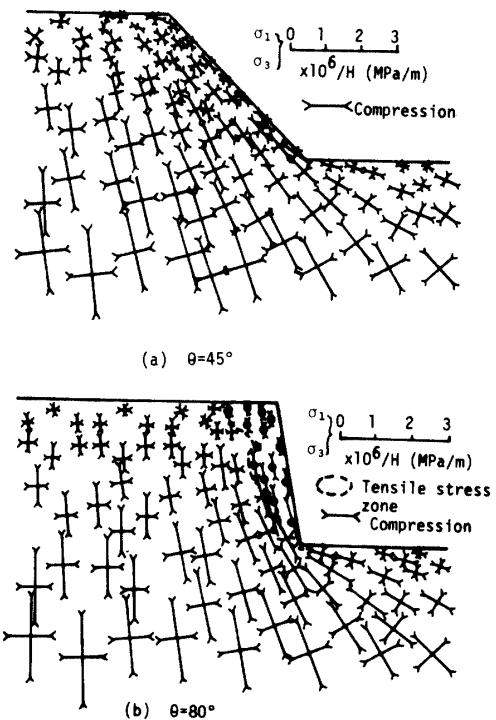


Fig. 10 Principal stresses distribution in gentle and steep slopes of hard *Shirasu*.

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は斜面にほぼ平行となる。これに対して、最小主応力は、緩斜面の場合は圧縮側であるが、急斜面の場合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。このことは、他の種類のしらすについても定性的には同様であった。

Fig. 11 は、解析した4種類のしらすについて、発生する引張り応力の領域とそのコンターを各々の斜面について示したものである。 $\theta=45^\circ$ の緩斜面では、いずれのしらすにおいても引張り応力は生じないが、斜面の傾斜角が急になる程、また軟質なしらす程、引張り応力領域が斜面内部および斜面先部に向って拡大すると共にその最大値が大きくなる。ここで、注目すべきは、引張り応力の最大値の生ずる位置が、斜面の

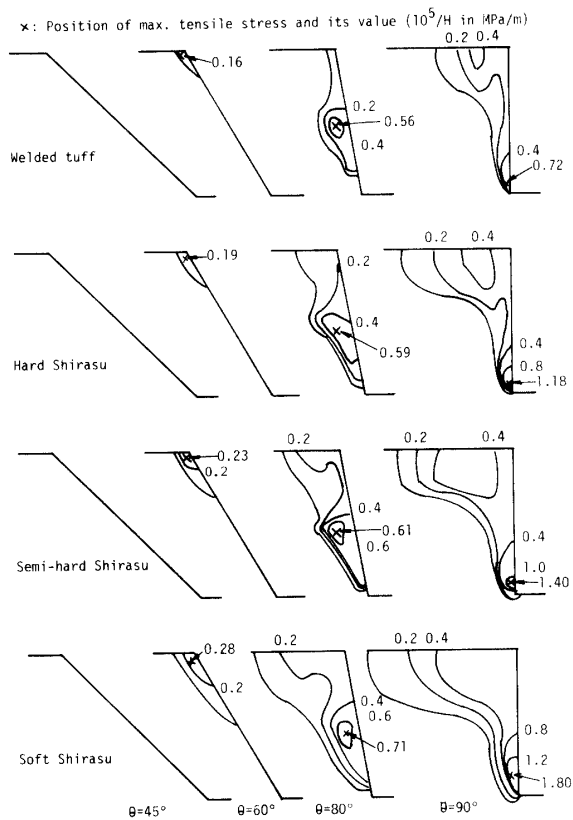


Fig. 11 Relation between magnitude of tensile stress zone and slopes angle.

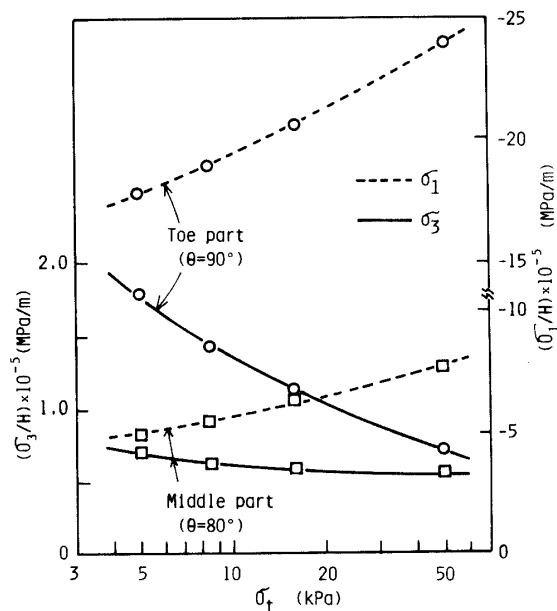


Fig. 12 Relation between magnitudes of principal stresses and tensile strength at toe and middle part of slope.

傾斜角によって異なることである。すなわち、 $\theta=60^\circ$ の斜面では肩部、 $\theta=80^\circ$ の斜面では中腹部、および $\theta=90^\circ$ の斜面では斜面先部において最大引張り応力

が発生している。Fig. 12 は、 $\theta=80^\circ$ および 90° の急斜面における最大引張り応力および最大主応力の大きさをしらすの持つ引張り強度に対してプロットしてみたものである。これから、引張り強度が小さいしらす程、発生する引張り応力が大きく、特に $\theta=90^\circ$ の斜面ではこの傾向が特に顕著であると共、最大主応力の値もかなり大きいものであると判る。

以上の結果から、斜面高さが増し発生する引張り応力がしらすの持つ引張り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り破壊、すなわち、き裂が生ずるであろうと容易に推測することができる。また、き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。

3.2.2 臨界無き裂高さ

斜面内に発生する最大引張り応力が、しらすの持つ引張り強度と等しくなる斜面高さを“臨界無き裂高さ” H_{ct} と定義すれば、 H_{ct} は次式で求まる。

$$H_{ct} = \frac{\sigma_t}{\sigma_{td-max}/H} \quad (1)$$

ここで、 σ_{td-max}/H は斜面内に発生する最大引張り応力で、例えば、Fig. 12 の縦座標の値である。

4種類やしらすについて、この臨界無き裂高さと斜面傾斜角の関係を示せば、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

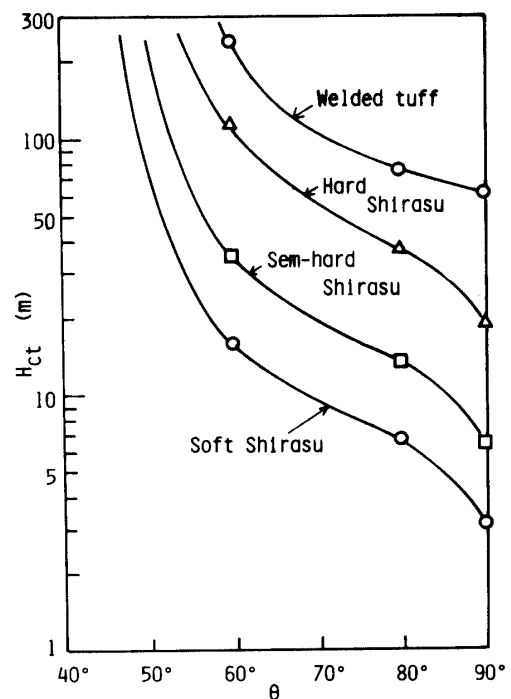


Fig. 13 Relation between non-cracking critical height and slope angle.

凝灰岩の場合は、たとえ $\theta=90^\circ$ であっても斜面高さ約 60m まで無き裂状態にあり、現実に 60m 以下の急斜面ならば、その安定を維持していることになる。これに対して、引張り強度が小さくなると急激に臨界無き裂高さが減少していく。特に、中硬質および軟質しらすの急斜面では、数 m の高さにおいてすでに斜面先部あるいは中腹部においてき裂を発生することを意味している。また、軟質しらすにおいては、 $\theta=60^\circ$ の中間斜面においてさえ、 H_{c1} は 10 数 m となり、現実的に $\theta>60^\circ$ 以下の斜面は極めて危険な斜面であると考えられる。

3.2.3 引張り応力におよぼす水分の影響

降雨などに伴って、斜面内の含水比が増大することが考えられるので、引張り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比状態と高含水状態における $\theta=60^\circ, 80^\circ$ および 90° の斜面について引張り応力領域の広がりとその最大値を対比して示したものである。なお、図中に解析に用いた材料定数を示してあるが、これらの値は高含水比の乱さない試料の三軸圧縮試験から得られたものである¹¹⁾。これらの図から明らかなように、高含水比状態になると、引張り応力領域が拡大し、かつ発生する引張り応力も大きくなる。また、 $\theta=80^\circ$ 斜面に注目されることは、含水比の増加に伴って最大引張り応力の発生す

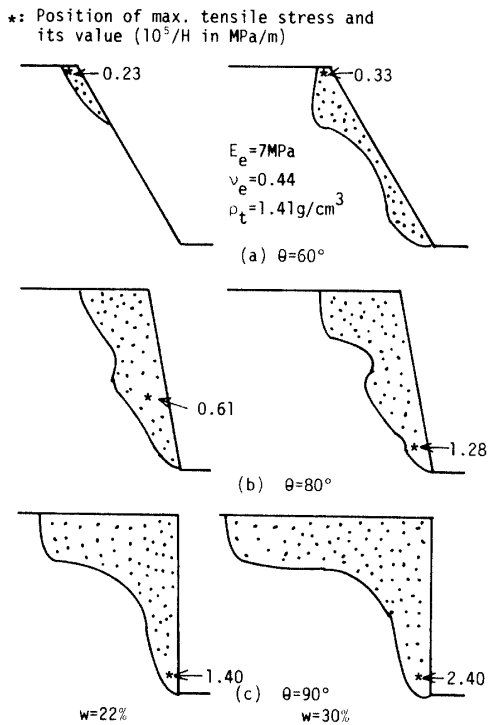


Fig. 14 Comparison between conditions of natural and high moisture contents on magnitude of tensile stress zone for semi-hard Shirasu.

る位置が斜面中腹部から斜面先に移動することである。

なお、いずれのしらすにおいても $\theta=45^\circ$ 斜面では高含水比になったといえども、引張り応力領域は発現しなかった。以上のことから、 $\theta>60^\circ$ の地山斜面において含水比の増加に伴って、しらすの持つ引張り強度を減じるばかりでなく¹⁰⁾、斜面内に発生する引張り応力を増加させるので、臨界無き裂高さも著しく低下することになる。もちろん、実際の地山斜面における含水比の変化は、たとえ降雨後といえどもここで取り上げた程に増加するとは考えられないが、数%の増加は考えねばなるまい。したがって、斜面の安定性上地山の斜面の含水比が増加しないように配慮する必要がある。

3.3 斜面の安定性

3.3.1 局所引張り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。 $\theta=80^\circ$ の斜面では、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、傾斜角が同じならば硬質なしらす程斜面先部での最大せん断応力が大きいこと、含水比が高くなる程同じく最大せん断応力が大きくなることも確かめているが、斜面近傍の最大せん断応力の値に対し

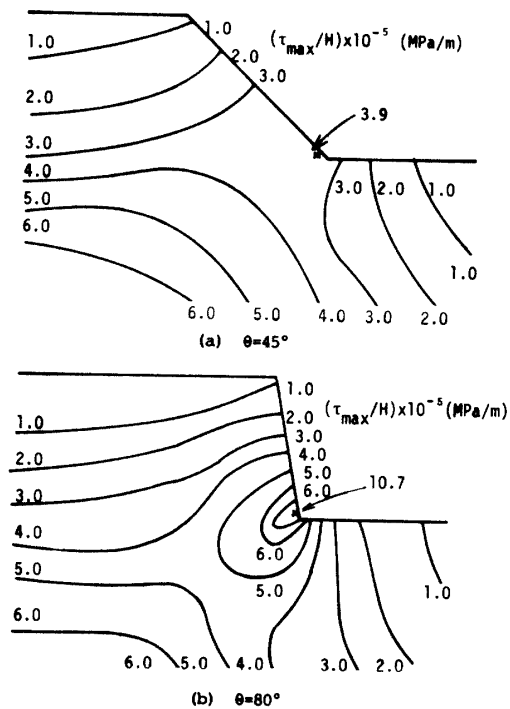


Fig. 15 Maximum shear stress contours in gentle and steep slopes of hard Shirasu.

ては、斜面傾斜角の影響が大きい。

ところで、急斜面になると斜面のある要素に、場合によってはせん断破壊の起こることも考えられる。そこで、斜面の各要素の σ_1, σ_3 によるせん断応力の Mohr-Coulomb の破壊包絡線に対する余裕度 S_L を調べることで、せん断破壊に対する検討を行うことができる。なお、Mohr-Coulomb の破壊包絡線に対する垂直方向への余裕度 S_L は、Fig. 16 を参照して、次式で与えられる。

$$S_L = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)/2}{(\sigma_1 + \sigma_3)/2 \cdot \sin \phi'_f + c'_f \cos \phi'_f} \quad (2)$$

S_L の値と、斜面内に発生する引張り応力 σ_{td} としらすの持つ引張り強度 σ_t の大小関係によって、斜面の破壊形態は次のようになる。

$$\sigma_{td} > \sigma_t, \text{ かつ } S_L < 1 \quad \text{引張り破壊} \quad (3)$$

$$\sigma_{td} > \sigma_t, \text{ かつ } S_L > 1 \quad \text{混合破壊} \quad (4)$$

$$\sigma_{td} < \sigma_t, \text{ かつ } S_L > 1 \quad \text{せん断破壊} \quad (5)$$

なお、本報告では式 (3), (4) のように $\sigma_{td} > \sigma_t$ の破壊は引張り破壊として考えた。

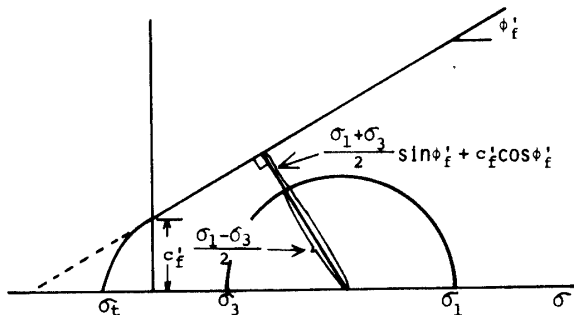


Fig. 16 Illustration figure for superfluidity level S_L against shear failure.

3.3.2 臨界斜面高さ と 傾斜角 の 関係

斜面の局所せん断破壊は、斜面内のある要素において $\sigma_{td} < \sigma_t$, かつ $S_L > 1$ なる関係が出現した際発生すると考え、その要素が出現する斜面高さを、局所せん断破壊の起こる斜面高さ、すなわち“臨界せん断高さ”と定義する。Fig. 17 は硬質しらすの $\theta=80^\circ, H=40\text{ m}$ および $\theta=90^\circ, H=30\text{ m}$ の急斜面における S_L のコンター図である。なお、いずれの斜面とも、臨界無き裂高さ H_{cs} より高い場合であり、それぞれ中腹部および斜面先部ですでに局所引張り破壊が生じているが、これは無視して示したものである。それにも拘わらず、Fig. 17 においては $S_L > 1$ なる要素は出現して

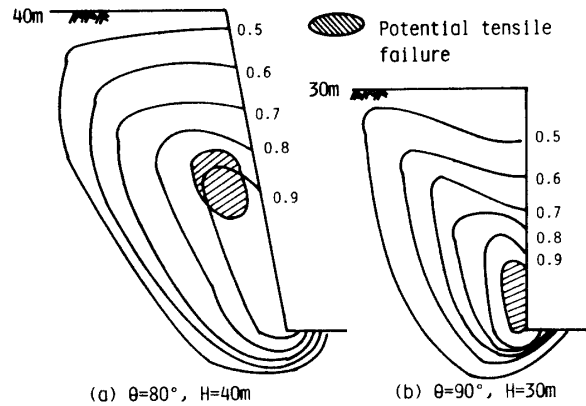


Fig. 17 Superfluidity level contours in steep slopes of hard Shirasu.

いない。このことは、急斜面の場合、局所せん断破壊の発生する斜面高さ H_{cs} より局所引張り破壊の発生する斜面高さ H_{ct} が低いことを意味している。

Fig. 17 から、斜面にせん断破壊が発生すると仮定するならば、それは斜面先部からであると推測できよう。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} を次式で求めてみた。

$$H_{cr} = \frac{4c'_f \sin \theta \cdot \cos \phi'_f}{\gamma_t [1 - \cos(\theta - \phi'_f)]} \quad (6)$$

ここで、 γ_t は単位体積重量、 θ は斜面の傾斜角、 c'_f, ϕ'_f は、土のせん断強度定数である。なお、(6)式から求められる H_{cr} は、あくまでも局所引張り破壊も局所せん断破壊も無視した斜面高さであり、しらすのような材料においては、実際の臨界高さを意味するものではない。

Fig. 18 は中硬質しらすの臨界せん断高さ H_{cs} 、式 (6) から求められる臨界高さ H_{cr} および臨界無き裂高さ H_{ct} と斜面傾斜角 θ の関係である。Fig. 18 から、次のような注目すべき知見が認められる。 $\theta > 70^\circ$ の斜面においては $H_{cs} > H_{ct}$ 、 $\theta < 70^\circ$ の斜面では逆に $H_{cs} < H_{ct}$ 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り破壊が、斜面の安定に関して支配的な役割を果している。また、斜面傾斜角が約 70° より小さい斜面においては、 H_{ct} 以下の斜面高さにおいて局所せん断破壊がすでに発生していることになるが H_{cr} の値は 60 m 以上であり、せん断すべり発生以前に斜面肩部の局所引張り破壊が起こると考える方が妥当であろう。何故ならば、せん断すべり破壊は引張り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、引張り破壊は極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

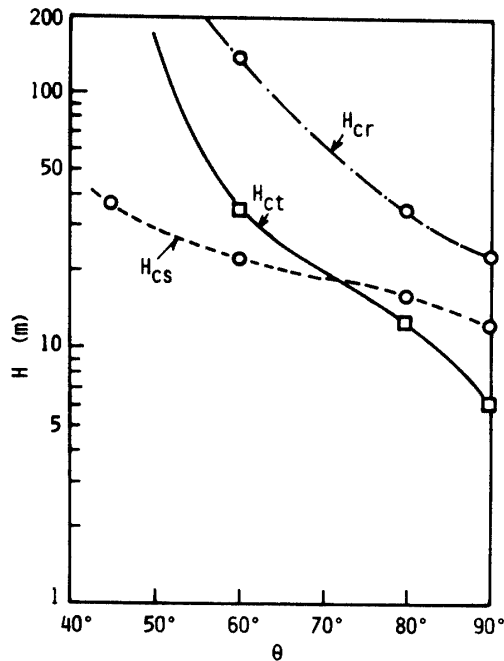


Fig. 18 Relation between three kinds of critical height and slope angle on semi-hard Shirasu.

を持っていると考えるからである。なお、Fig. 18 のような関係は、斜面の臨界高さが異なるのみで中硬質以外のしらすについても定性的には同様の結果となった。

以上の解析結果を整理し、斜面の臨界高さと指標硬度の関係を示したのが Fig. 19 である。この図から軟質しらすと中硬質の一部は急斜面ではその安定性が著しく低いことが明らかである。これに対し、硬質しらすにおいては、たとえ急斜面でもかなりの高さまで安定を維持することができる。

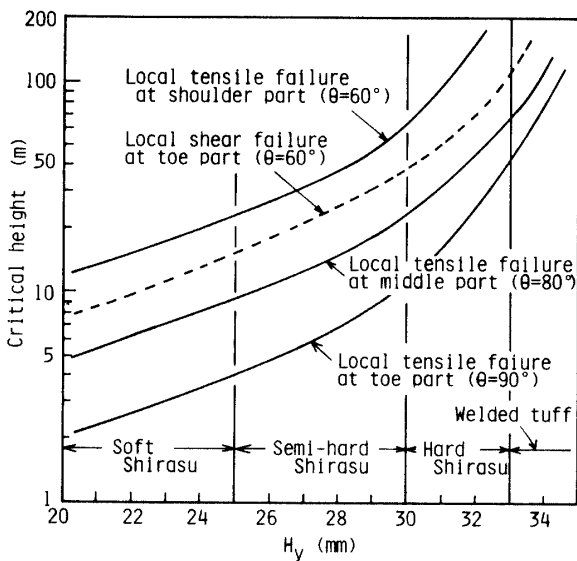


Fig. 19 Relation between critical height and hardness of Shirasu ground.

3.4 引張り破壊防止対策

硬質しらすや溶結凝灰岩は、たとえ急斜面であってもある斜面高さまでは弾性論的に安定である。しかし、前述したように、これらの斜面では、斜面高さが高くなれば斜面中腹部あるいは斜面先において斜面に垂直に最大引張り応力を生じており、かつ地山の含水比の増加に伴って発生する引張り応力は急激に増大する傾向が認められた。これらのことは、実際の急傾斜の切土斜面において観察される引張り破壊現象を裏付けている。したがって、施工上は、できるだけ切土斜面の傾斜を緩やかにすることが望ましい。しかしながら、しらす地帯においては急傾斜の自然斜面が存在する他、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。このような場合は、発生する引張り応力を減ずる工夫が望まれる。

そこで、その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、各々について引張り応力の発生状況を斜面がプレーンな場合と比較してみた。解析は、比較的急斜面で臨界無き裂高さの高い溶結凝灰岩、硬質しらすおよび中硬質しらすについて、斜面傾斜角を 80° 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 の高さで斜面先をカットした場合を想定して行った。

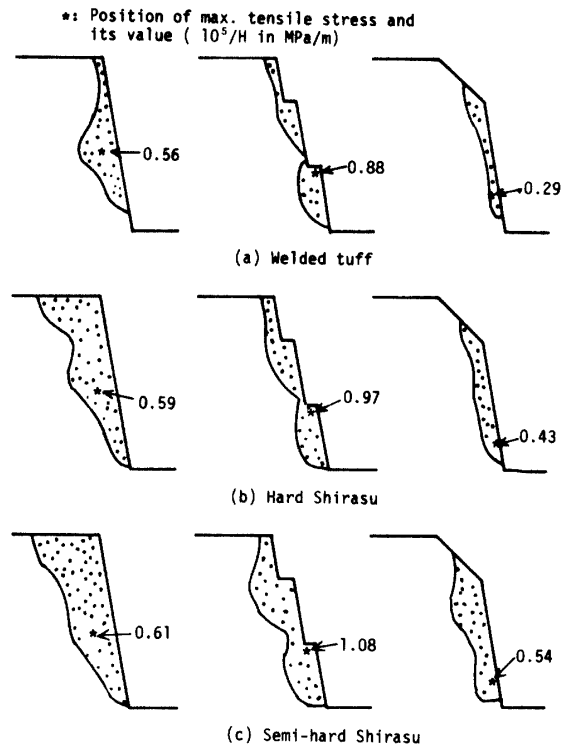


Fig. 20 Effects of bermed and shoulder-cut slopes on magnitude of tensile stress zone in the steep slopes.

解析結果を、斜面がプレーンな場合と比較して Fig. 20に示した。小段を設置した場合の引張り応力領域は、プレーンな場合と比較して若干減少する程度であるが、最大引張り応力は最下の小段で逆に増大することになる。この変化は、小段を設置することによって複数の斜面が形成され、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推定される。したがって、急斜面で小段を設置することは、引張り破壊防止になり得ない。一方、斜面肩をカットした斜面は、引張り応力領域およびその最大値が減ぜられ、引張り破壊に対してより安定な形状となる。しかし、これらの効果は、溶結凝灰岩において最も有効で（引張り応力が48%軽減）、中硬質しらすに対してはそれほど期待できない（引張り応力が11%軽減）。

以上の考察を踏まえて、発生する引張り応力を減ずるため、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方法が有効となるが、中硬質および軟質しらすに対しては有効でない。3) 斜面の含水比が増加しないように、天端部にモルタル吹付けを施すと共に排水溝を設ける。なお、含水比の増加は発生する引張り応力を増大させるばかりでなく、しらすの持つ引張り強度をも減じさせるので、この対策は重要である。4) 急斜面の場合は、斜面先部に腰固め工やアースアンカーを施す方法は極めて効果的であると考えられる。

4. 結 論

判別分類された地山のしらすの弾性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) 分類されたしらすの引張り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り強度の関係を求めた。

3) $\theta=45^\circ$ の緩斜面では、発生する応力は全て圧縮側で、かつ斜面先部での最大せん断応力の集中も認められないが、急傾斜になるにしたがって、斜面先部に最大せん断応力の集中がみられるばかりでなく、斜面近傍に引張り応力領域が広がっていく。最大引張り応力は、 $\theta=60^\circ$ 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) 急斜面では引張り破壊が斜面の崩壊に対して支配的な役割を果している。

5) 指標硬度の小さいしらす程、また斜面の含水比が増加する程、斜面内に発生する引張り応力領域は大きくなり、かつその最大値も大きくなる。

6) 指標硬度と斜面の臨界無き裂高さの関係図を求めると共に、やむを得ず急斜面方式を採用する場合の引張り破壊防止策を判別分類されたしらすの特性を考慮して提案した。

謝辞. 本研究について、暖かい御指導を賜った九州大学山内豊聡教授、および斜面の安定解析にあたり、いろいろと御教示下さった長崎大学後藤恵之助教授に心から感謝の意を表します。

参 考 文 献

- 1) G. W. Clough, N. Sitar, R. C. Bachus, and N. C. Rad, "Cemented Sands under Static Loading," *Jour. Geotech. Eng., ASCE*, **107**, GT6, 799-817 (1981).
- 2) N. Sitar, 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, 160 (1980).
- 3) N. Sitar, and G. W. Clough, "Seismic Response of Steep Slopes in Cemented Soils," *Jour. Geotech. Eng., ASCE*, **109**, GT2, 210-227 (1983).
- 4) 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, **27**, No. 8, 53-55 (1979).
- 5) 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」, 土と基礎, **29**, No. 4, 45-46 (1981).
- 6) 村田秀一, 山内豊聡：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, **17**, No. 3, 81-91 (1977).
- 7) Z. T. Bieniawski, "Mechanism of Brittle Fracture of Rock," *Int. Jour. Rock Mech. Min. Sci.*, **4**, 395-430 (1967).
- 8) T. Yamanouchi, 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, **1**, 107-110 (1979).
- 9) 村田秀一, 山内豊聡：乱さないシラスのダイレイタンスーと破壊機構について, 土質工学会論文報告集, **18**, No. 2, 29-37 (1978).
- 10) 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, **49**, 723-730 (1976).
- 11) 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, **18**, No. 1, 105-115 (1978).

(昭和58年4月13日 受理)