

# 文化財背後斜面の安定計算に用いる強度定数について —室内実験による基礎的研究—

A fundamental study on the shear strength parameters for stability diagnostics  
of a slope behind a cultural asset

安川郁夫<sup>1</sup>・酒匂一成<sup>2</sup>・関目季亮<sup>3</sup>・深川良一<sup>4</sup>

Ikuo Yasukawa, Kazunari Sako, Sueaki Sekime, Ryoichi Fukagawa

仲矢順子<sup>5</sup>・石田優子<sup>6</sup>・里見知昭<sup>5</sup>

Junko Nakaya, Yuko Ishida and Tomoaki Satomi

<sup>1</sup>株式会社エース技術顧問 (〒600-8133 京都市下京区七条通加茂川筋西入稲荷町458)  
Engineering Adviser, Asia Civil Engineering Co.,LTD

<sup>2</sup>立命館大学特別招聘准教授 立命館グローバル・イノベーション研究機構 (〒525-8577 滋賀県草津市野路東1-1-1)  
Associate Professor, Global innovation research organization, Ritsumeikan University

<sup>3</sup>株式会社大林組 (〒105-0001 東京都港区虎ノ門2-2-5 共同通信会館)  
CHEMICAL GROUTING CO.LTD

<sup>4</sup>立命館大学教授 都市システム工学科 (〒525-8577 滋賀県草津市野路東1-1-1)  
Professor, Dept. of Civil Engineering, Ritsumeikan University

<sup>5</sup>立命館大学大学院博士課程後期課程 理工学研究科総合理工学専攻 (〒525-8577 滋賀県草津市野路東1-1-1)  
Graduate Student, Ritsumeikan University, Graduate School of Science and Engineering

<sup>6</sup>東北大学大学院助教 環境科学研究科 (〒980-8579 仙台市青葉区荒巻字青葉6-6-20)  
Assistant professor, Tohoku University, Graduate school of Environmental Studies

In Kyoto city, many cultural assets are located near the steep slopes, so preserving these cultural assets from slope disaster due to rainfall is very important. However, mechanism of slope failure is not clearly understood since we need to know the shear strength properties of soil in a slope behind a cultural asset. Therefore, a soil specimen is conducted to model the local soil conditions in the slope, and then a direct shear test is performed. In this paper, the results of direct shear test are presented, and the stability diagnostics of the slope using an inverse analysis by the shear test's results are discussed. Moreover, the measures against a field measurement are performed through this paper.

**Key Words:** steep slope failure, shear strength parameter, degree of saturation, ground water, cultural assets

## 1. はじめに

日本の神社仏閣は、町の形成過程や地形的要因から山地や丘陵地かその裾野に張り付くように建設されていることが多い。そのため、重要な文化遺産の背後地が急傾斜地をなす事例が見られる。

斜面の崩壊は、土砂地盤の場合では「地すべり」と急傾斜地などの「崩壊」に分類される。地すべりは、地質や地形的な要因に支配されることが多く、危険性の予測が容易であり、繰り返し起こることも多いため、「地すべり」地帯または地形とよばれるところに重要な文化遺産が立地する例はないと言える。これに対し、急傾斜地は地盤が良いため、人工的に造成される場合も多く、自然斜面であっても安定していると判断されるため、急傾斜地形の下に文化遺産が立地する例は多い。急傾斜地等の崩壊メカニズムは、未だ完全に解明

されておらず、崩壊の予測は現状では難しい。現状では、過去の斜面崩壊事例と降雨強度の関係に基づいた降雨情報による斜面崩壊の危険性評価を実施し、住民の避難や道路・鉄道の交通・運行規制を行っている。しかし、これらの危険性の判定法や崩壊の予測法には力学分野の貢献できないまま来ており、長い間の地盤の専門家の大きな課題となっている。

斜面崩壊は力学的な安定が保てなくなったときに崩壊することから、その斜面を構成する土の強度定数を的確につかむことが重要である。しかし、強度の評価において、いくつかの困難な課題が解決できずに推移してきた。その課題は次のようなことが考えられている。

- ① 降雨時の斜面崩壊では、すべり厚さが数十 cm～数m程度の表層すべり型崩壊が多い。表層すべり型崩壊の原因の一つに、雨水の浸透に伴うせん断強度定数の一つである見掛けの粘着力の低下が挙げられる。そこで、降雨時の斜面の安定性について検討するためには、地盤の含水量と見掛けの粘着力の関係を考慮する必要がある。
- ② 通常、せん断強度定数（見掛けの粘着力  $c$  と内部摩擦角  $\phi$ ）を求めるために実施されるせん断試験における垂直応力は、100、200、300kPa 程度である。しかし、表層すべり型崩壊では、すべり面に作用する土被り厚さによる垂直応力は十数 kPa である。よって、表層すべり型崩壊について安定解析を行うためには、低拘束圧条件下におけるせん断試験の実施が必要である。
- ③ 斜面表層部の土を乱さずに採取することは困難なため、現地から乱した状態で採取し、室内で現地と同じ状態にしてせん断試験を行うが、最初の加圧で試料が圧密され、現地とは異なる密度の状態でせん断することになるため、安定計算に用いる強度定数の評価に課題が残っている。

これまでに著者らは、①②についてはその基礎的な研究を行ってきた<sup>1)</sup>。本論文では、すでに行った①②の内容についてその概要を紹介した後、③の問題の解決に向けたせん断前の土の密度を考慮したせん断試験結果とより実務で実施しやすいせん断強度定数の評価方法について提案する。

地盤のせん断強度定数を簡単かつ精度良く評価することが可能となれば、斜面災害から文化財や観光客、従業員を守るための効果的な災害対策を立てることができると考えられる。

## 2. 試験装置および試料の概要

### (1) 試験試料

第1節で示した①②の解明のための実験に用いた試料について説明する。自然地盤の強度を推定するには現地から不攪乱試料を採取してせん断試験を行うのが望ましい。しかし、急傾斜地で表層の不攪乱試料の採取は困難であるため攪乱試料を現地の状態を再現するように締固めてせん断試験の供試体を作製した。現地の状態を把握するため、攪乱試料を深さ 50、80、110cm から採取した。攪乱試料を用いた土の物理的性質を求めるための土質試験結果を表 1 に示す。

また、対象斜面において、すべり面を想定するために簡易コーン貫入試験を実施した。その結果、深度 80cm と 110cm における強度が安定を支配すると考えられるため、この 2 つの深度の試料に関する評価を行うこととした。この 2 つの試料は、現地ではおよそ自然含水比  $w$  が約 20% であり、飽和度  $S_r$  は 70% 前後を示し、間隙比  $e$  で 0.8 前後であった。また、コンシステンシーを示す塑性指数  $I_p$  は、20 以上を示し、比較的、塑性の高い粘性土であった。サンプラー（内径 5cm × 高さ 5cm）で採取した不攪乱試料から得られた湿潤密度は、表 1 に示すように  $\rho_t = 1.8\text{g/cm}^3$  前後であり、乾燥密度は、 $\rho_d = 1.5\text{g/cm}^3$  であった。また、別途採取した試料で締固め試験を行った結果、JIS による締固め試験の低い方のエネルギーで締固めた場合、最大乾燥密度  $\rho_{dmax} = 1.7\text{g/cm}^3$ 、最適含水比 18% 程度であった。このことか

表 1 土質試験結果

試料深さ (cm)	50	80	110
含水比 $w$ (%)	18.4	20.5	20.6
土粒子密度 $\rho_s$ ( $\text{g/cm}^3$ )	2.606	2.634	2.656
湿潤密度 $\rho_t$ ( $\text{g/cm}^3$ )	1.581	1.753	1.839
乾燥密度 $\rho_d$ ( $\text{g/cm}^3$ )	1.335	1.454	1.525
間隙比 $e$	0.95	0.81	0.74
飽和度 $S_r$ (%)	50.5	66.8	74.0
液性限界 $w_L$ (%)	97.5	47.0	57.0
塑性限界 $w_p$ (%)	NP	17.7	16.8
塑性指数 $I_p$	—	29.3	40.2
最大乾燥密度 $\rho_{dmax}$ ( $\text{g/cm}^3$ )	1.774	1.704	1.737
最適含水比 $w_{opt}$ (%)	16.5	18.5	18.0
透水係数 $k_T$ (cm/s)	$7.50 \times 10^{-3}$	$6.50 \times 10^{-4}$	$1.60 \times 10^{-6}$



写真1 改良型一面せん断試験機

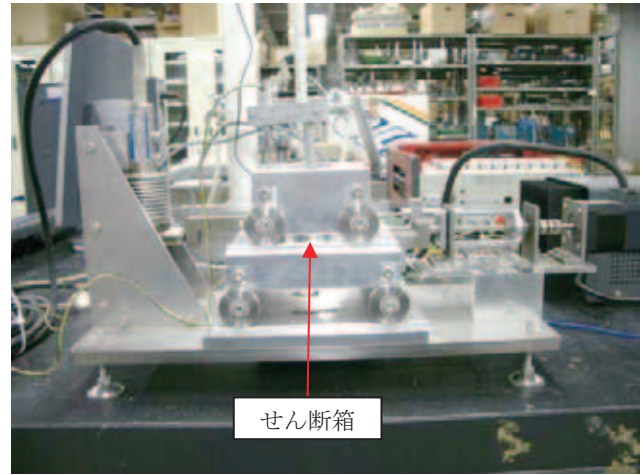


写真2 超低拘束圧型一面せん断試験機

ら、実験に用いる供試体作製で現地の状態にあわせた密度を得るには締固めエネルギーはかなり小さくする必要があります。また、第1節で示した③の解明のための実験に用いた試料は、0.85mmを通過した信楽産マサ土（土粒子密度 $\rho_s=2.656\text{g/cm}^3$ ）を用いた。

## (2) 一面せん断試験の概要

斜面の強度定数を評価するせん断試験として、少ない試料で試験が出来ること、供試体作製が容易であること、せん断のメカニズムが明確で、せん断強度の評価が直接的に出来ること等を考慮し、一面せん断試験を用いた。試験装置は厳密にせん断時の体積変化をコントロールできるために三軸圧縮試験と等価の排水条件の管理が可能な改良型一面せん断試験を用いた。

一面せん断試験に用いる垂直応力は、通常 $100\sim 200\text{ kN/m}^2$ （通常拘束圧領域と表現する）である。しかし、この圧力は土被り厚さでいえば $5\sim 6\text{m}$ 以上の深度に相当し、表層のせん断強度を評価するには過大である。そこで、低い拘束圧にも対応できるように試験装置を改良し、垂直応力が $20\sim 60\text{ kN/m}^2$ （低拘束圧領域）の条件下で強度を評価できるようにした。また、地表面の強度を評価するためには、この低拘束圧でも垂直応力が大きすぎるため、特別に工夫された装置を用いて $1.0\sim 3.1\text{ kN/m}^2$ （超低拘束圧領域）の垂直圧力でも試験を行い、強度特性を調べた。

今回の一連の実験に用いた改良型一面せん断試験機を写真1に、②の解明に用いた超低拘束圧試験機を写真2に示す。写真1の左、写真2の中央部の箱型のものが直径6cm、厚さ2cmの供試体を納めたせん断箱である。せん断箱は、厚さ2cmの供試体の中央でせん断を行えるように上下に分割された容器である。

急傾斜面の崩壊は、現有の有効応力状態で強度を評価することが必要なため、せん断試験の供試体の排水条件を圧密排水せん断条件とした。この条件の一面せん断試験は、圧密定圧せん断試験となり、せん断中に過剰間隙水圧が発生しないようにするため、せん断速度を使用したせん断試験機で最も遅い $0.1\text{ mm/min}$ とした。また、水平せん断変位8mmで試験を終了した。

表2に①②の解明で採用した試験条件を示す。ここでは、低拘束圧条件（垂直応力20、40、60kPa）下で、さらに供試体の飽和度が60、80、100%の場合における圧密定圧せん断試験と拘束圧が通常拘束圧（100、150kPa）、低拘束圧（20、40、60kPa）、超低拘束圧（1、1.7、2.4kPa）条件下において、飽和度100%の供試体を使用した場合の圧密定圧せん断試験を行った。

また、③の解明では、通常拘束圧（100、150、200kPa）で試験を行った。供試体作製にあたっては、試料が設定飽和度または含水比になるよう加水して調整（水が十分なじむようタッパーに入れて2日間養生）し

表2 試験条件

低拘束圧条件（27ケース）		
使用試料採取深度（cm）	50, 80, 110	
設定飽和度	60, 80, 100	
$S_r$ (%)		
採用垂直応力（kPa）	20, 40, 60	
拘束圧条件の相違によるせん断特性（10ケース）		
使用試料採取深度（cm）	110	
設定飽和度	100	
$S_r$ (%)		
採用垂直応力（kPa）	通常拘束圧	100, 150,
	低拘束圧	20, 40, 60
	超低拘束圧	1, 1.7, 2.4,

た。そして、設定したい間隙比にするために予め試料の質量を計量し、その量をせん断箱に厚さ 2cm に納まるよう締固めて整形した。締固めの前に含水調整をしているため、設定条件の供試体にするための締固めのエネルギーは、それぞれの条件において同じにはならない。

### 3. せん断強度の評価における水分特性の影響

土は、地下水面より上にある場合、不飽和の状態にある。不飽和の状態では間隙内の水の表面張力でサクシオンという負圧が働く。それは土粒子を互いに引きつける作用を及ぼすため、土粒子間に有効応力として作用することになり、せん断強度を増加させる効果を発揮する。採取した試料がどの程度のサクシオンを有するかを測定した結果が図 1 である。図 1 は土の保水性を表す曲線でもある。深い地点にある試料ほど、細粒分が多く含まれていたため、土の保水性が高いことがわかる。また、試験の吸水・排水過程におけるヒステリシスが見られる。

まず、低拘束圧条件（垂直応力 20、40、60kPa）下で、さらに供試体の飽和度が 60、80、100% の場合における圧密定圧せん断試験の結果を図 2 に示す。図 2 はせん断試験により得られたクーロンの破壊線の垂直応力がゼロのときのせん断応力である見掛けの粘着力  $c$  と供試体の飽和度の関係を示す。飽和度が高くなるほど、見掛けの粘着力  $c$  は低下していることから、サクシオンの影響が考えられる。

また、供試体の飽和度と内部摩擦角  $\phi$  の関係を図 3 に示す。図 3 では飽和度が 80% の状態でかなりばらついてはいるが、傾向として内部摩擦角は飽和度の影響を受けないと判断できる。

### 4. 拘束圧のせん断強度への影響

過去の崩壊事例をみると、急傾斜地での崩壊形態は、表層すべり（数十 cm～数 m のすべり厚さ）が多い。しかし、従来の斜面安定解析に用いられるせん断強度パラメータは、表層の土かぶり圧よりもはるかに大きな拘束圧で求められている場合が多い。そこで、拘束圧が通常拘束圧（100、150、200kPa）、低拘束圧（20、40、60kPa）、超低拘束圧（1、1.7、2.4kPa）

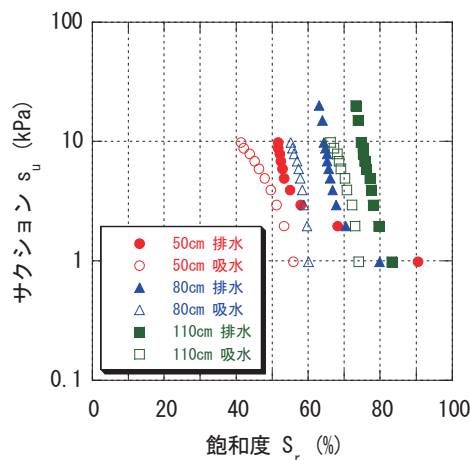


図 1 各深度の試料の水分特性曲線

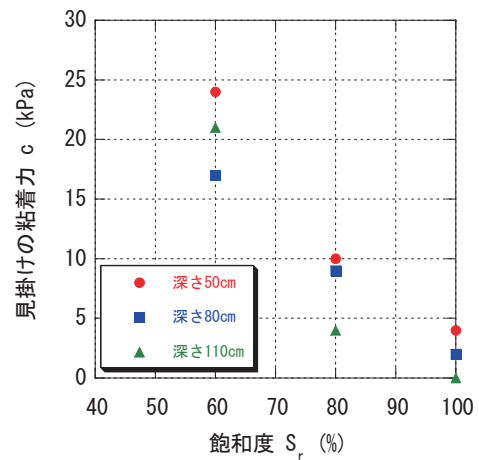


図 2 飽和度と見かけの粘着力の関係

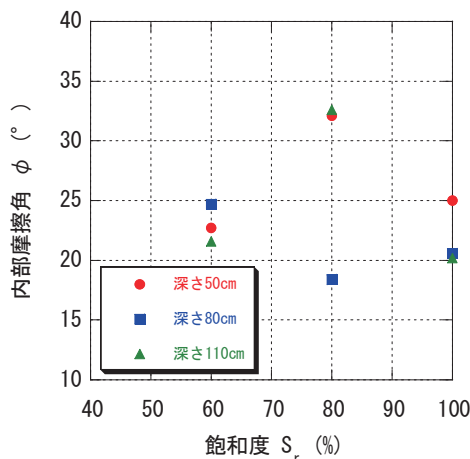


図 3 低拘束圧状態でのせん断における飽和度と内部摩擦角の関係

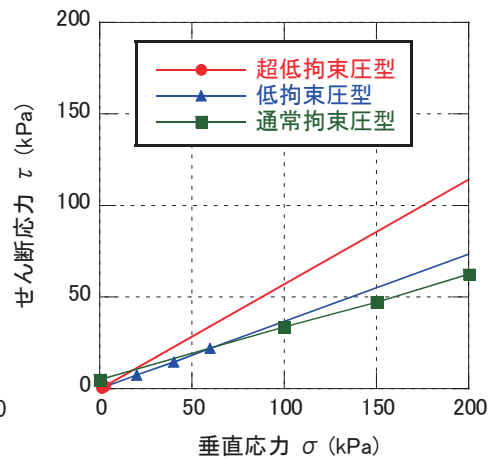


図 4 拘束圧の広い範囲でみたクーロンの破壊線の違い

表 3 拘束圧の違いによる  $\phi$  の値

試料深さ (cm)	110		
拘束圧	超低拘束圧型	低拘束圧型	通常拘束圧型
設定飽和度 $S_r$ (%)	100		
見かけの粘着力 $c$ (kPa)	0	0	5
内部摩擦角 $\phi$ (deg.)	29.8	20.2	16

条件下において、飽和度 100%の供試体を使用した場合の圧密定圧せん断試験を行った。試料として、深度 110cm の土を用いた。試験により得られたクーロンの破壊線を図 4 に示す。

ここで、クーロンの破壊線の傾きである内部摩擦角  $\phi$  に着目して、拘束圧の違いによる影響を検討した。表

3 は図 4 の結果から得られた  $\phi$  の値を示している。これらの結果より、拘束圧が大きくなるにつれて内部摩擦角が小さくなることがわかった。超低拘束圧下で得られた内部摩擦角  $\phi$  は  $29.8^\circ$  と最も大きく、低拘束圧条件下では  $\phi=20.2^\circ$ 、 $c=0\text{kPa}$  であり、せん断試験中の土の挙動が正規圧密領域の土と同じ傾向を示した。これに対し、通常拘束圧条件では、 $\phi=16.0^\circ$ 、 $c=5.0\text{kPa}$  と得られ、内部摩擦角が他の条件に比べ、かなり低い値を示した。また、せん断試験の最初に行われる圧密過程における間隙比の変化を図 5 ~ 図 7 に示す。圧密定圧せん断では、図 5、図 6 で示すように最初の圧密で供試体の高密度化が生じ、通常拘束圧（垂直応力 100、150、200kPa）や低拘束圧ではせん断時に現地のせん断を再現していない可能性がある。一方、図 7 に示すように、超低拘束圧（1、1.7、2.4kPa）では最初の圧密過程では圧密がほとんど生じていないため、現地のせん断を再現している可能性は高いと考えられる。しかし、超低拘束圧条件下の試験装置では、敏感なセンサを用いているため、瞬間的な団粒状の粒子の破壊やせん断箱接触面の摩擦などの影響を受けやすいものと考えられる。

以上のように、一面せん断試験では、定圧せん断を行う場合、最初に定圧の圧密を行うため試料の圧密が生じてしまう。圧密後の密度（間隙比）が現地の間隙比に合わせることができればよいが、現実の作業としてこのような調整は困難である。そのため、通常の試験では、圧密前の試料土の間隙比を現地の間隙比と合わせており、せん断開始時の密度が現地の状態とかけ離れた結果となっている問題を無視して実用されている。そこで、本論文では、次節でせん断開始前の間隙比からせん断強度定数を推定する方法について検討する。

## 5. せん断開始時の初期条件を一定とした強度定数とその評価

現地の状態を適切に反映した強度定数は、現地の間隙比と同じ間隙比でせん断試験した結果で決めることが理想的と言える。破壊時の間隙比を同じにはできないとしてもせん断開始前の間隙比を同じにできれば合理的な強度定数の推定につながる。

土は、土粒子が密に詰まるほどそれだけ接触面の面積が大きくなりせん断抵抗が増える。土の破壊基準として、Coulomb の破壊基準における強度定数  $c$ 、 $\phi$  がよく用いられるが、斜面の安定計算で用いる有

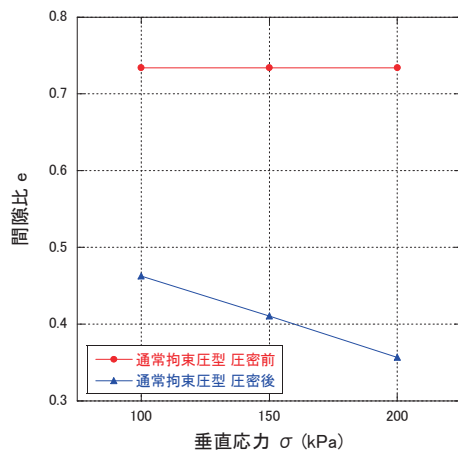


図 5 間隙比の変化（通常拘束圧型）

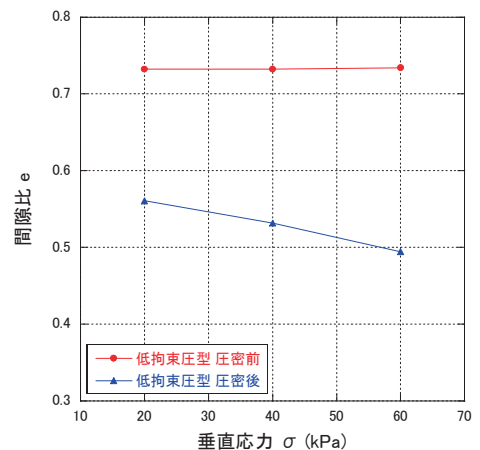


図 6 間隙比の変化（低拘束圧型）

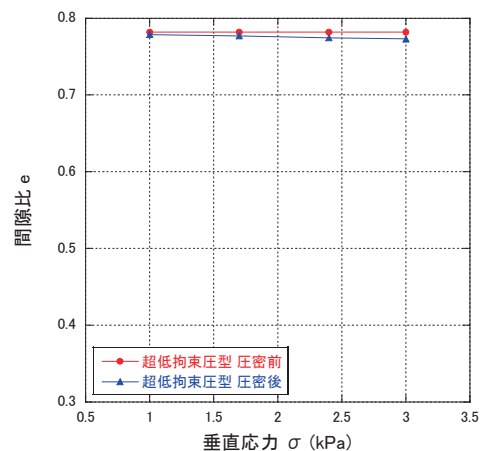


図 7 間隙比の変化（超低拘束圧型）

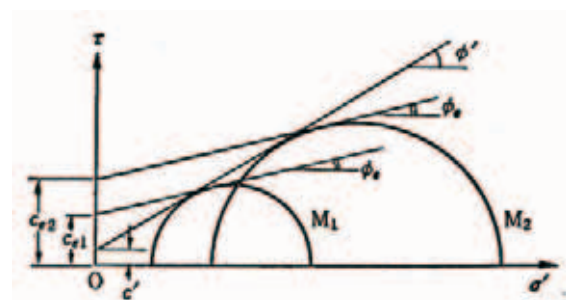


図 8 Hvorslev の破壊基準と  $c'$ 、 $\phi'$  の関係<sup>3)</sup>

効応力による  $c'$ 、 $\phi'$  を決めるとき正規圧密か過圧密かの区別を必要とする。つまり、厳密に強度定数を決定するためには、土の状態の変化、特に含水比や間隙比の条件を決める必要がある。そこで、破壊時の間隙比と有効応力から強度定数が決めることができれば合理的といえる。Hvorslev は土のせん断抵抗はせん断面の間隙比とその面に働く有効応力の関数となるという考えに基づき、同じ間隙比での Coulomb 規準における強度定数を有効粘着力  $c_e$  と有効摩擦角  $\phi_e$  と定義した<sup>2)</sup>。

Coulomb 規準における強度定数  $c'$ 、 $\phi'$  と Hvorslev の有効粘着力  $c_e$  と有効摩擦角  $\phi_e$  の関係を示したのが図 8 である。

この  $\phi_e$  はその土の受けた応力履歴に寄らないその土の固有の定数と言える。つまり、対象斜面を構成する土の固有の強度特性と言える  $\phi_e$  を室内せん断試験により求め、現地の圧密応力を反映した有効粘着力  $c_e$  を原位置試験により評価できれば、より簡易で適切なせん断強度定数を得ることができると考えられる。

この  $\phi_e$ 、 $c_e$  を適切に決めることが可能であるか調べるため、安定的に入手ができる信楽産マサ土で実験を行った。

### (1) 供試体の作成と行った一面せん断試験

Hvorslev 規準による強度定数の評価を行うため、以下の case について実験を行った。

一面せん断試験は通常拘束圧状態で、次の各相対密度のもとで、計 27case について圧密定圧せん断試験を行った。

- Case1 : 相対密度 0%、含水比 5、10、15%、  
垂直応力 100, 150, 200kPa
- Case2 : 相対密度 50%、含水比 6、10、15%、  
垂直応力 100, 150, 200kPa
- Case3 : 相対密度 100%、含水比 7、10、15%、  
垂直応力 100, 150, 200kPa

図 9 に用いた試料の締固め試験 (JIS A 1210) 結果および各試験ケースの初期状態を示す。ただし、一面せん断試験の供試体は JIS A 1210 の試験とは締固めエネルギーの与え方が異なる。

### (2) 試験結果と考察

case1~3 の実験以外に、相対密度  $Dr=62.8\%$  の条件で行った結果も加えて考察を行う。図 10(a)、(b)には各試験の間隙比とせん断応力を垂直応力別にプロットした結果を示す。図 10(a)は圧密後の間隙比、図 10(b)は最大せん断応力を示したときの間隙比をそれぞれ横軸にとったものである。図 10(b)の最大せん断応力時の間隙比はせん断中に測定されているせん断応力が最大となる時の垂直変位から体積を求め間隙比を計算し

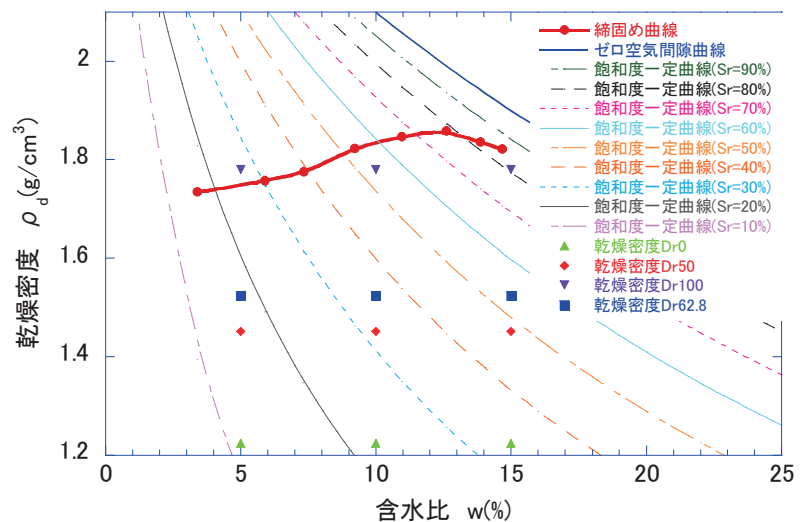
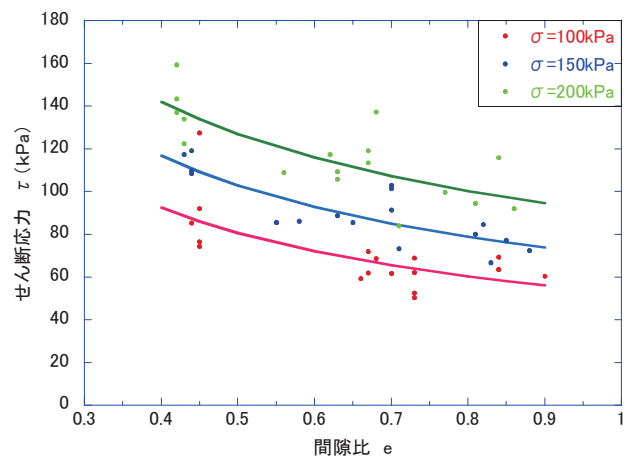
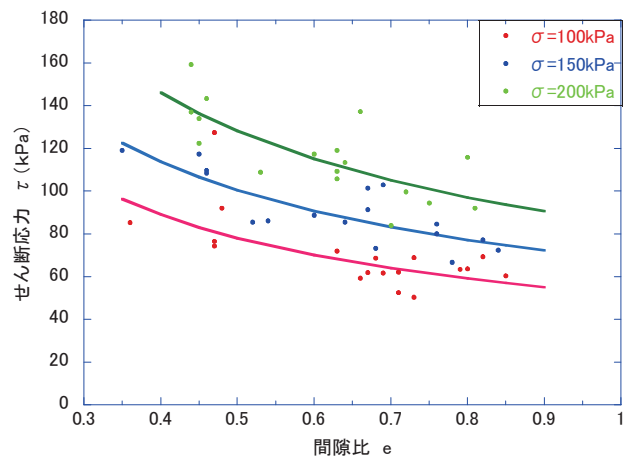


図 9 用いた試料の締固め曲線と各 case の初期状態



(a) 圧密後 (せん断前) の間隙比



(b) 最大せん断応力時の間隙比

図 10 間隙比とせん断応力の関係

た。図より、いずれの結果も間隙比の増加に伴いせん断応力が低下していることがわかる。また、同じ間隙比、垂直応力におけるせん断応力のプロットがばらついているのは、異なる含水比のデータをプロットしているためと考えられる。ここで、表4に各垂直応力（各拘束圧力）のせん断応力と間隙比の関係について、最小二乗法によって求めた近似式を示す。

表4 せん断応力と間隙比の関係  
(最小二乗法による近似式)

	図 10(a)	図 10 (b)
$\sigma_{100}$	$\tau = 52.6 \times e^{-0.62}$	$\tau = 51.9 \times e^{-0.62}$
$\sigma_{150}$	$\tau = 69.6 \times e^{-0.57}$	$\tau = 68.2 \times e^{-0.56}$
$\sigma_{200}$	$\tau = 89.8 \times e^{-0.5}$	$\tau = 85.2 \times e^{-0.59}$

\*  $\tau$ :せん断応力、 $e$ :間隙比

Hvorslev 規準による強度定数の評価を行うためには、図 10(a)、(b)のいずれかの結果を用いる必要がある。

表5 強度特性の算出

Hvorslev の考えからは最大せん断応力発揮時の間隙比における結果が望ましいが、一般的には破壊時点での間隙比の予測は困難であることから、本論文では、実務での利用のしやすさを考慮し、図 10(a)の圧密後の間隙比（せん断前の間隙比）での評価を行うこととした。

間隙比 $e$	各拘束圧下でのせん断応力 $\tau$ (kPa)			有効粘着力 $c_e$ (kPa)	有効内部摩擦角 $\phi_e$ (deg.)
$e$	$\sigma_{100}$	$\sigma_{150}$	$\sigma_{200}$	$c_e$	$\phi_e$
0.45	86.2	109.4	133.9	38.3	25.5
0.5	80.8	103.0	127.0	34.3	24.8
0.6	72.2	92.9	115.9	28.0	23.6
0.7	65.6	85.2	107.3	23.4	22.7
0.8	60.4	78.9	100.4	19.9	21.8
0.85	58.2	76.3	97.4	18.4	21.4

表4に示す図 10(a)から得られた近似式に従って、間隙比 0.45~0.85 の領域で強度特性を算出した結果を表5および図 11 に示す。そして、求められた有効粘着力  $c_e$ 、有効内部摩擦角  $\phi_e$  と間隙比  $e$  の関係を図 12、13 に示す。間隙比の範囲は試験データより決定した。

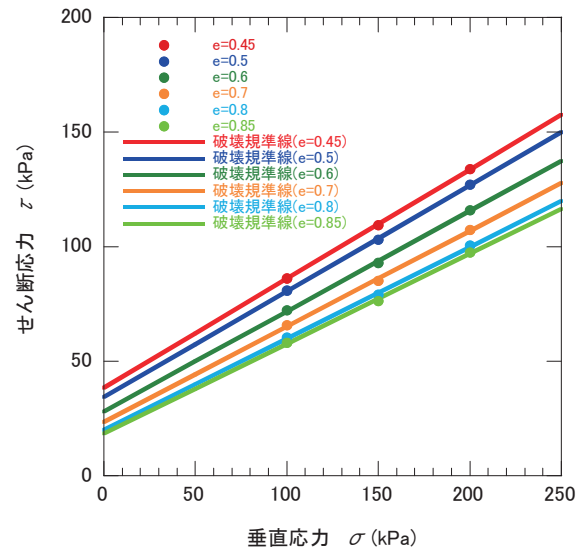


図 11 Hvorslev の破壊規準

図 12、13 より間隙比の増加に伴い有効粘着力、有効内部摩擦角が減少していることがわかる。過去の研究で有効粘着力  $c_e$  が間隙比の関数で表現できることが報告されており<sup>4)、5)</sup>、また、有効内部摩擦角は間隙比に対して一定値とみなして問題ないこと<sup>6)</sup>、八木<sup>7)</sup>の研究では有効内部摩擦角は全ての状態で同じであるとの実験結果が報告されている。今回の結果においても、有効粘着力は間隙比  $e$  の関数で表わせると考えられる。

また、有効内部摩擦角は、間隙比の増加に対してわずかに減少している。これは、Hvorslev 破壊規準にかかわる過去の研究報告がい

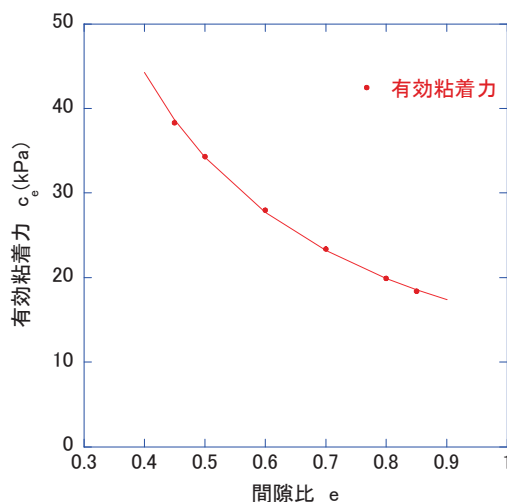


図 12 有効粘着力  $c_e$  と間隙比関係

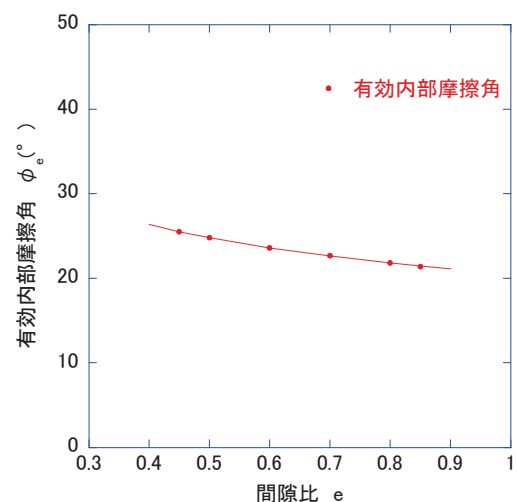


図 13 有効内部摩擦角  $\phi_e$  と間隙比関係

ずれも飽和土を対象としており、本研究で行った不飽和土を対象とした試験と異なり、含水状態が異なるケースの結果も含んでいる影響があるものと考えられる。しかし、内部摩擦角を用いる際には、 $\tan \phi$  として用いるため、今回の値もほぼ一定値

として、取り扱っても問題はないものと考えられる。

## 6. 強度定数評価についての今後の課題と展望

従来、安定計算に用いられている強度定数は、試験条件（排水条件）や圧密状態による試験結果が異なり、現場のどのような状態を表現しているか、適用に当たって混乱する場面が多くみられた。

Hvorslev 規準による強度定数は、破壊時の間隙比の関数といわれ、有効摩擦角  $\phi_e$  は一つの土について実用上一定と見なして差しつかえなく、そこに至る応力や間隙比の状態には無関係である。

今回の実験的研究では、通常拘束圧の条件で、初期条件を変えて数多くの実験を行い、図 10 に示したように圧密後の間隙比、破壊時の間隙比とせん断強さの関係を求めた。その成果として、図 11～13 に示すように間隙比の異なる試料の破壊規準線の勾配（すなわち、有効内部摩擦角  $\phi_e$ ）は、間隙比に寄らずほぼ一定値を示しているものと判断できた。また、Hvorslev 規準の強度定数を破壊時の間隙比でなく、実用上、室内試験の圧密終了時、すなわちせん断開始前の間隙比でデータを整理したが、実用上の問題は無いとわかった。今回の実験の実施数は、実用的には数が多いが、数を減らして効果的に  $\phi_e$  を求めることは可能である。

せん断試験により有効内部摩擦角  $\phi_e$  が求まることで次のような利点が挙げられる。まずは、現地斜面における間隙比がわかれば、図 11 から、土かぶり圧（垂直応力、または拘束圧）に応じた破壊時のせん断応力  $\tau_f$  が推定でき、さらに有効内部摩擦角  $\phi_e$  が求まっていることで、破壊規準線が描け、その切片である有効粘着力  $c_e$  が求められる。また、現地における現有のせん断強度を、例えば、サウンディング試験により求め、その値を  $c_e$  とすれば、室内試験から求められた  $\phi_e$  で破壊規準線を描くことが可能となる。以上のことから、室内土質試験結果から有効内部摩擦角  $\phi_e$  を求めておくことで、現地の地盤内の状況に即したせん断強度定数を決定できるものと考えられる。

## 7. おわりに

急傾斜面の安定計算では、その強度定数をいかに適切に予測するかが長い間の課題であった。筆者らのグループは室内試験で、いかに合理的に実用できる値を求めるかの実験的な基礎研究に取り組んできた。

強度特性にサクションが大きく影響すること、飽和度がある一定値を超えるとその影響が無くなるなど、強度発現のメカニズムはかなり解明できた。しかし、安定計算に用いる強度定数  $c$ 、 $\phi$  については、その合理的な決定方法について未解決であった。

急傾斜面の崩壊は表層部分で生じ、その表層のせん断試験に用いる不攪乱の試料の採取が不可能な状況で、乱した採取試料から合理的で実用可能な強度定数をいかに決めるかが課題であった。強度定数は、Hvorslev の破壊規準による考えが合理的で、これを実用レベルに適用できれば有効であることから、従来の実験に加え新たな実験を行って、Hvorslev の破壊規準による強度定数の決定を試み、その実用可能性が明らかになった。

このような一連の基礎的な研究が、文化財が背後に急傾斜面をもつ場合の崩壊危険度予測とその安全対策に大いに役立ち、広く国民の安全につながると考えられる。今後、提案手法の実用化を目指した研究に取り組んでいきたい。

## 参考文献

- 1) 深川良一，酒匂一成，浅田信仁，安川郁夫，仲矢順子，石田優子，里見知昭，関目季亮：歴史的建造物後背斜面の安定性評価のための強度定数に関する基礎的研究，歴史都市防災論文集，Vol.1，pp.183-190，2007.
- 2) Hvorslev, M.J.: Physical Components of the Shear Strength of Saturated Clays, Proc. Res. Conf. on Shear Strength of Cohesive Soils, 1960.
- 3) 山口柏樹：土質力学，技報堂，p.168，1976.
- 4) 最上武雄：土質力学，技報堂，pp.526-530，1969.
- 5) （社）土質工学会：土質工学ハンドブック（1982年版），第6章 土のせん断，pp.205～206，1982.
- 6) 山口柏樹：土質力学，技報堂，pp.177-178，1976.
- 7) 八木則男：安定解析のための強度定数，地すべりの地盤工学的諸問題に関するシンポジウム論文集，pp.19～24，1996.