

機関番号：15501

研究種目：基盤研究(C)

研究期間：2008～2010

課題番号：20560464

研究課題名(和文) 地震時における固結砂の力学特性と斜面安定性の評価法に関する研究

研究課題名(英文) Mechanical property of cemented sand during earthquake and its seismic slope stability

研究代表者

鈴木 素之 (SUZUKI MOTOYUKI)

山口大学・大学評価室・准教授

研究者番号：00304494

研究成果の概要(和文)：平成16年新潟県中越地震では、多くの地すべりが砂質泥岩のような弱く固結した砂質土斜面で発生した。これは砂粒子間に形成された固結力が地震中に損失したことにより起こったものと考えられる。本研究では、この挙動を実験的に再現するために、繰返しリングせん断試験機を開発し、固結した砂の動的力学特性を調べた。その結果、地震時の斜面安定性はすべり面の応力状態と定常状態強度線を基に評価できることを示した。

研究成果の概要(英文)：In the 2004 mid-Niigata earthquake, a lot of landslides occurred in slopes consisting of weakly cemented sands such as sandy mudstone. Such the landslide was thought to be due to any loss of cementation formed between sand particles during the earthquake. In this study, a cyclic loading ring shear apparatus was newly developed in order to simulate this behavior experimentally. Dynamic mechanical property of cemented sand was investigated using this apparatus. As a result, seismic slope stability in cemented sand can be evaluated based on the stress state of slip surface and the steady state strength line of cemented sand.

交付決定額

(金額単位：円)

	直接経費	間接経費	合計
2008年度	2,700,000	810,000	3,510,000
2009年度	500,000	150,000	650,000
2010年度	600,000	180,000	780,000
年度	0	0	0
年度	0	0	0
総計	3,800,000	1,140,000	4,940,000

研究分野：自然災害科学

科研費の分科・細目：土木工学・地盤工学

キーワード：地震、地すべり、セメンテーション、リングせん断、斜面安定

## 1. 研究開始当初の背景

平成16年新潟県中越地震では、砂質泥岩斜面で地すべりが発生し、甚大な被害が生じた。この地震により、砂質土斜面が地震動に対して脆弱であることが判明した。研究開始時点では、粘土やシルトに対して繰返しせん断を受けるときの残留強さからの強度変化はある程度解明されていた。しかし、砂質泥岩や砂岩のような弱く固結した砂の繰返し

せん断強さや大変形状態に至るまでのせん断挙動については、明らかにされていない状況にあった。また、地震の活動期に入ったわが国においては、地震地すべりに対する対策が急務かつ重要な事項になりつつあった。

## 2. 研究の目的

本研究では、上記の背景をふまえて、固結した砂が地震動によって固結力(以下、セメ

ンテーション)を喪失し、著しく強度低下して、余震によって大規模な崩壊に至ったと考え、固結した砂の急速せん断特性、繰返しせん断特性を明らかにすることを目的とした。

### 3. 研究の方法

#### (1) 概要

中越地震で甚大な被害を受けた旧山古志村(現長岡市)の寺野、東竹沢の両地区で採取した砂(以下、寺野、東竹沢と略記)、ベントナイトを添加して物性を調整した豊浦標準砂(以下、豊浦調整砂と略記)に更にセメント系固化材を少量添加して人工的にセメンテーションを再生したもの(以下、固結豊浦調整砂と略記)に対して、すべり面のせん断速度を0.1~20mm/minの範囲で変化させる圧密・定圧リングせん断試験を行った。

また、定体積条件での応力制御方式の繰返しせん断が可能なリングせん断試験装置の開発を行い、同装置を用いて、前述と同じ豊浦砂、豊浦調整砂、固結豊浦調整砂に対して繰返しリングせん断試験を実施した。

#### (2) 土試料、安定材および供試体

試験に用いた各試料の物理特性としては、寺野は土粒子密度 $\rho_s=2.616\text{g/cm}^3$ 、均等係数 $U_c=2.1$ 、曲率係数 $U'_c=0.9$ である。東竹沢Aは $\rho_s=2.588\text{g/cm}^3$ 、 $U_c=2.1$ 、 $U'_c=1.5$ である。豊浦砂は $\rho_s=2.639\text{g/cm}^3$ 、 $U_c=2.1$ 、 $U'_c=1.0$ である。試験に用いた砂質土は0.85mmふるいで粒度調整し、乾燥状態で用いた。

リングせん断試験装置の供試体寸法は内径6cm、外径10cm、高さ2cmの環状であり、せん断は供試体底面から高さ1cmで行われる。地すべり砂および豊浦砂供試体の作製においては、供試体の初期相対密度 $D_{r0}=90\%$ になるように3層に分けて詰め、各層一定の突固めにより作製し、供試体上面を均した。非固結豊浦調整砂の作製は豊浦砂、助材、蒸留水をそれぞれ75.6%、5.7%、18.7%の質量比で混合し、予圧密法により直径15cmの再構成試料を作製し、トリミング法により同試料から供試体を切り出した。固結豊浦標準砂の作製は、豊浦砂、助材、安定材、蒸留水をそれぞれ73.7%、5.6%、2%、18.7%の質量比で混合し、CBR試験用モールドを用いて直径15cm、高さ4cmの再構成試料を作製し、非固結豊浦標準砂と同様にトリミング法により同試料から供試体を切り出した。安定材としては、一般軟弱土用セメント系固化材(以下、固化材と略記)を用いた。助材としては、ベントナイト( $\rho_s=2.716\text{g/cm}^3$ 、液性限界 $w_L=479\%$ 、塑性限界 $w_P=37\%$ )を用いた。

図-1に試料の粒径加積曲線を示す。図には、上記の試料の他に中越地震地すべり地より採取した試料を示している。固結供試体の土壌硬度は、養生日数2~3日の間で現場値

26.3mmを超えることから、固結豊浦調整砂の養生日数は3日間とした。

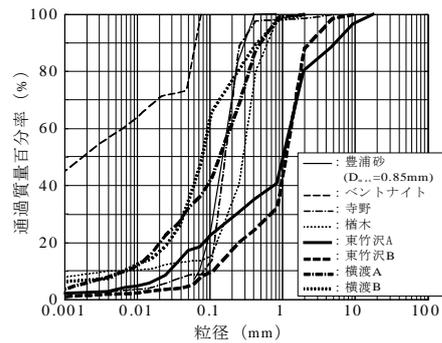


図-1 試料の粒径加積曲線

#### (3) 単調载荷リングせん断試験

供試体をリングせん断容器に設置した後、所定の圧密応力 $\sigma_c$ で圧密した。乾燥砂では即時沈下が生じて圧縮が終了するため、载荷時間は一律60minに設定した。圧密の終了後、上・下部リングの隙間 $d$ 、せん断変位速度 $\delta$ を設定した後、直ちにせん断を開始した。地すべり層厚はいずれも約30m程度で発生したと考えられるので、垂直応力 $\sigma_N$ は294~490kPa、過圧密比 $OCR=1.0$ 、 $\delta=0.1\sim 20\text{mm/min}$ 、非水浸条件とした。非固結および固結豊浦調整砂の $\sigma_N$ は98~294kPa、 $OCR=1.0$ 、 $\delta=0.2\sim 20\text{mm/min}$ 、水浸条件で試験を行った。

#### (4) 繰返し载荷リングせん断試験

##### ① 試験装置

図-2に圧密定圧・定体積兼用繰返しリングせん断試験装置の全体を示す。本装置は既設のリングせん断試験装置、空圧サーボコントローラー、ペロフラムシリンダー2基、定体積コントロール装置、動ひずみデータロガー、データ記録用パソコンから構成される。動ひずみデータロガーにより、垂直荷重、せん断荷重、周面摩擦力、垂直変位およびせん断変位が計測され、パソコンに記録される。



図-2 繰返しリングせん断試験装置(全体)

繰返し载荷は静圧レギュレーターにより2つのペロフラムシリンダーに空圧が供給された状態において、空圧サーボ弁を通じて、片方のペロフラムシリンダーに供給される

空圧が増減することにより行われる。

図-3 にリングせん断容器周辺部のせん断機構を模式的に示す。リングせん断容器には高剛性ワイヤーが取り付けられており、このワイヤーを通じてリングせん断容器に回転トルクが円周方向に交互に反転作用し、それにより、繰返しせん断が再現される。せん断力はトルクアームを介してせん断力測定用ロードセル（圧縮・引張兼用）により計測される。せん断応力は、トルクアームより計測されるせん断力から算出する。供試体の垂直変位は2つの垂直変位計により計測され、平均値として算出する。定体積せん断時には、定体積コントロール装置により算出される垂直変位の変動に対して、それをゼロとするように垂直圧を変動させる仕組みになっている。その他の仕様として、ペロフラムシリンダーの軸可動範囲が±75mmとなっている。

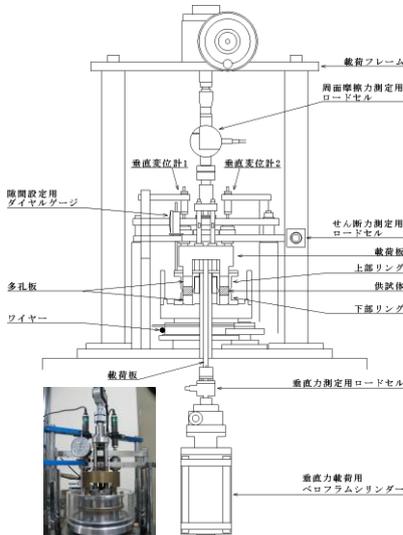


図-3 リングせん断容器周辺の構造

## ② 試験手順

供試体をリングせん断容器に設置した後、所定の $\sigma_c$ で圧密した。 $\sigma_c$ の荷重時間は3t法により決定した。圧密終了後、上・下部リングの隙間dを設定し、垂直圧荷荷を手動から自動に切り替え、定体積コントロール装置を作動させた。垂直圧の変動が落ち着いた時点で、ペロフラムシリンダーに空圧を供給し、空圧サーボ制御器により繰返し荷荷を開始した。繰返し荷荷の波形は正弦波で、荷荷周波数fは0.001~9.999Hzの範囲で設定することができる。

## 4. 研究成果

### (1) 砂の急速リングせん断特性

図-4 に寺野、東竹沢Aのピーク強度 $\tau_p$ 、定常状態強度 $\tau_{ss}$ と $\sigma_N$ の関係を示す。定常状態とはせん断に従って応力比 $\tau/\sigma_N$ が変化しなくなったときと定義した。図には異なる $\delta$

のときのデータを示している。これより、ピーク時および定常状態の強度線が $\delta$ により若干相違していることが分かる。なお、寺野、東竹沢Aはともに、 $\delta$ によらず、ピーク時、定常状態時の粘着力 $c_p$ 、 $c_{ss}$ はゼロである。

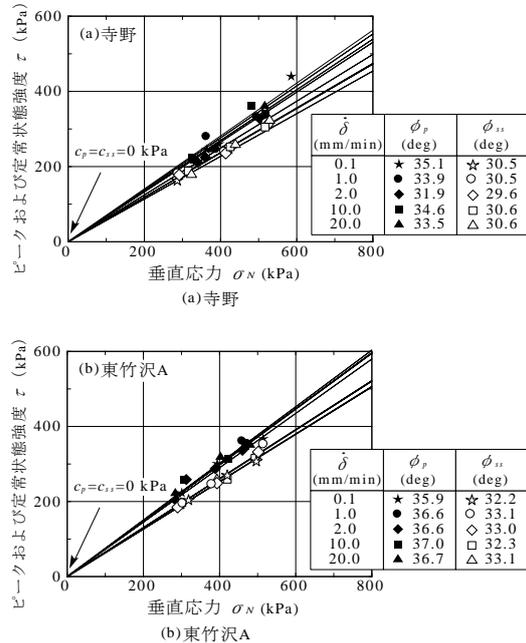


図-4 中越地震の崩壊地試料の強度線

図-5 に、非固結および固結豊浦調整砂のせん断面上の平均的な $\tau$ と $\sigma_N$ の関係を示す。これらの試験では一つの供試体を用いて定常状態で垂直応力を段階的に減少させた。定常状態内部摩擦角 $\phi_{ss}$ は豊浦標準砂と同程度の値を示している。また、固結豊浦調整砂の $c_{ss}=18.5\text{kPa}$ であり、これはセメンテーションの効果によるものである。

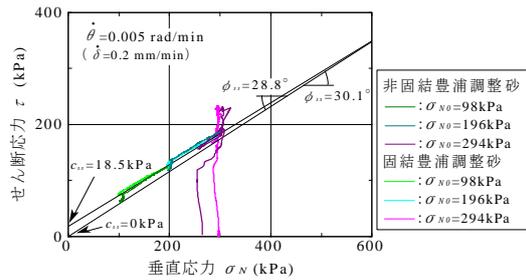


図-5 非固結豊浦調整砂および固結豊浦調整砂の強度線

図-6 に寺野と東竹沢Aのピーク時および定常状態の内部摩擦角 $\phi_p$ 、 $\phi_{ss}$ と対数表示の $\dot{\theta}$ の関係を示す。寺野の $\phi_p$ は $\log \dot{\theta}$ の増加に伴い若干の減少傾向が見られるが、 $\phi_{ss}$ はほぼ一定であった。東竹沢Aの場合、 $\phi_p$ 、 $\phi_{ss}$ ともに、 $\log \dot{\theta}$ の変化に関わらず、ほとんど一定のままであった。

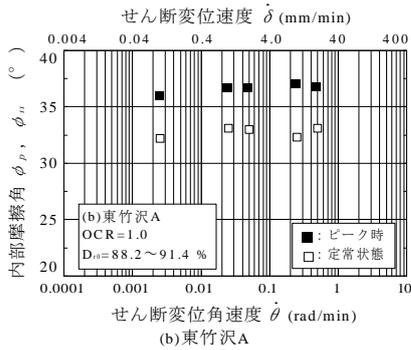
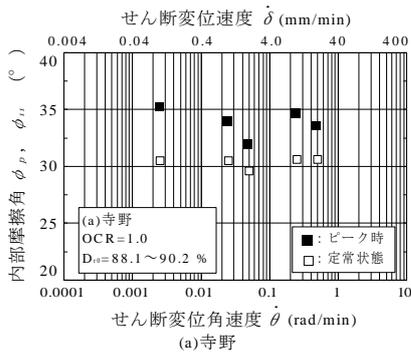


図-6 寺野、東竹沢のピーク時、定常状態内部摩擦角とせん断速度の関係

図-7 に非固結および固結豊浦調整砂の定常状態の応力比 $(\tau/\sigma_N)_{ss}$ と $\log \dot{\theta}$ の関係を示す。これらのデータは、図-5 に示した試験ケースにおいて定常状態で段階的にせん断速度を変化させることにより得られたものである。非固結豊浦調整砂の $(\tau/\sigma_N)_{ss}$ は $\log \dot{\theta}$ の変化に関わらず一定であった。また、固結豊浦調整砂の $(\tau/\sigma_N)_{ss}$ は $\log \dot{\theta}$ の増加に伴い低下し、非固結豊浦調整砂の $(\tau/\sigma_N)_{ss}$ の値に近づいている。これは、せん断速度の増加に伴い、せん断面の固結力が消失したためと考えられる。

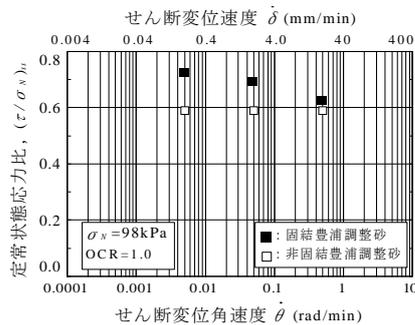


図-7 非固結および固結豊浦調整砂の定常状態応力比とせん断速度の関係

以上の結果を考察すると、乾燥砂においては、粘性土のような間隙水圧の影響はなく、垂直応力が比較高い領域ではせん断に伴う正のダイレイタンス量が小さく、せん断層のゆるみが小さかったため、せん断速度の影

響が見られなかったと考えられる。固結豊浦調整砂の場合、 $\log \dot{\theta}$ の増加に伴い $(\tau/\sigma_N)_{ss}$ は減少傾向にある。これは、前述のように、せん断の進行に伴って固結力による強度増加分が徐々に喪失していったためと考えられる。

図-8 にせん断試験前後の寺野の粒径加積曲線を示す。これより、試験後の細粒分が試験前に比べて増加していることがわかる。Lupini et al. (1981)によれば、 $F_{clay}=23\sim43\%$ の領域で Sliding shear と Turbulent shear が混在した Transitional shear が起こっており、破砕性を有する砂はせん断中に粒子が破砕により細粒分が増加しながら、これらのゾーンを移行しながら定常状態に達するものと考えられる。

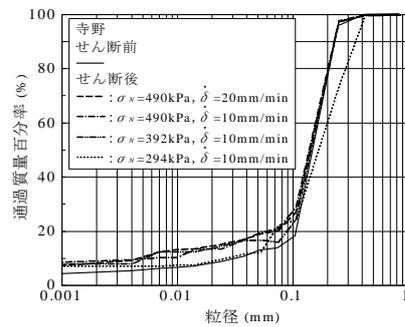


図-8 せん断前後の粒径加積曲線の変化

## (2) 砂の繰返しリングせん断特性

本試験では、繰返し載荷時のせん断応力 $\tau$ の波形は正弦波であるが、計測される波形は振幅が変わる場合がある。そこで、計測された $\tau \sim t$ 曲線を一定の振幅に置き換えた等価 $\tau \sim t$ 曲線を作成した。本研究では、破壊時の繰返しせん断応力比および繰返し回数の決定は等価 $\tau \sim t$ 曲線をもとに行った。なお、繰返しせん断破壊の基準としては、せん断変位振幅あるいはせん断変位のどちらが適切であるか検討し、せん断変位 $\delta$ が $\sim 2\text{mm}$  (供試体が回転軸に対して反時計回りにせん断される方向を正としたため、 $\tau$ は負の値をとった)に達したときを繰返しせん断破壊と定義した。その他の試験条件としては、 $\sigma_c=98\sim 294\text{kPa}$ 、圧密時間 60min、OCR=1.0、 $f=0.5\text{Hz}$ 、豊浦砂は非水浸、非固結および固結豊浦調整砂は水浸・非水浸の両条件とした。

図-9(a)および(b)にそれぞれ水浸条件の非固結および固結豊浦調整砂の $\sigma_N$ 、 $\tau$ 、 $v$ および $\delta$ の時刻暦を示す。(a)の非固結豊浦調整砂において、せん断の進行に伴い供試体の収縮挙動に対して定体積条件を保つように $\sigma_N$ は漸次減少し、最終的に一定になっている。これと同時に、 $\tau$ は徐々に増加し、負の値の領域 (供試体が回転軸に対して時計回りにせん断される方向)に偏った状態ではほぼ一様に

繰返し载荷される状況になる。一方、 $\delta$  は徐々に増加している。また、せん断が進むにつれて  $v$  は増加し、定体積を保つことができなかった。この理由として上下部リングの隙間から試料の漏れが多くなり、定体積条件を保つための垂直応力の制御が追いつかなくなったと考えられる。この点の改良が今後の課題である。(b)の固結豊浦調整砂の場合、非固結豊浦調整砂と同様な傾向を示している。繰返し载荷により生じる  $\tau$  は、せん断過程を通じて、非固結豊浦調整砂に比べて大きく、セメンテーションの効果によるせん断強度の増加がみられる。また、 $v$  は非固結豊浦調整砂に比べて低い値で制御されている。 $\delta$  は徐々に増加している。図中に示す矢印は、供試体の応力状態が別途実施した豊浦砂、非固結および固結豊浦調整砂の定常状態せん断強度線に達した時点を示している。

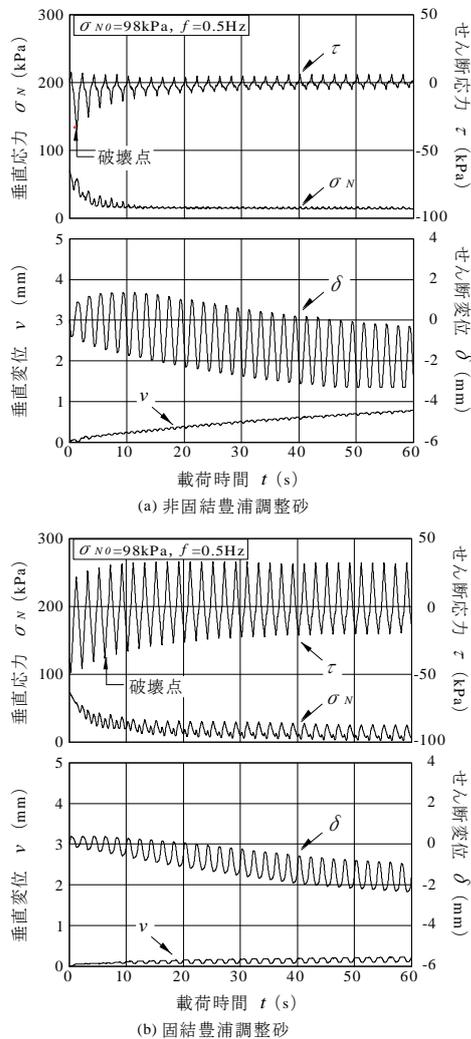


図-9 非固結および固結豊浦調整砂の繰返しせん断挙動

図-10(a)~(c)にそれぞれ豊浦砂、非固結および固結豊浦調整砂のせん断面上の  $\tau$  と

$\sigma_N$  の関係を示す。また、同一の試料に対して別途実施した圧密定圧リングせん断試験から得られた定常状態強度線を示している。図中の矢印は、供試体の応力状態が強度線に達した時点を示している。(a)の豊浦砂の場合、繰返しせん断挙動は  $\tau$  の負の領域に反転投影した強度線に達して破壊していると思われる。(b)の非固結豊浦調整砂の場合も同様であり、 $\sigma_{N0}=294\text{kPa}$  を除いて応力経路が、 $\tau$  が正あるいは負の領域の強度線に達して破壊に到っている。

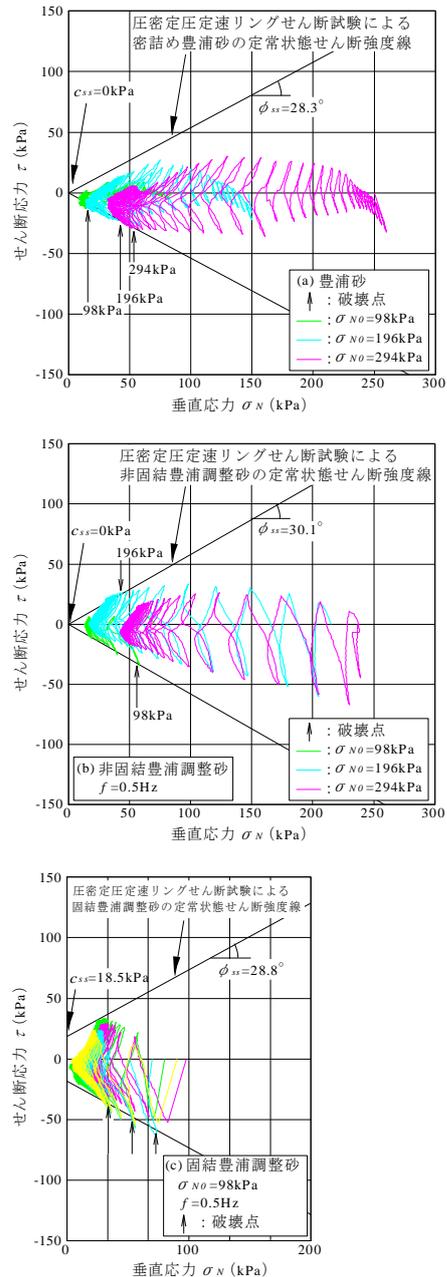


図-10 豊浦砂、非固結および固結豊浦調整砂のせん断応力  $\tau$  と垂直応力  $\sigma_N$  の関係

また、(c)の固結豊浦調整砂の場合も、応力経路は、豊浦砂や豊浦調整砂と同様に、最終

的に強度線に達している。なお、非固結豊浦調整砂では $\sigma_{N0}=294\text{kPa}$ のときの応力経路が強度線に達していなかった。これは、セメンテーションが一举に失われたため、それに伴って下位に移転した強度線でせん断破壊したものと考えられる。なお、固結豊浦調整砂（養生3日）の粘着力は、セメンテーションの効果によって、非固結豊浦調整砂のそれよりも増加し、内部摩擦角はほぼ同じ値を示した。養生日数3日の固結した砂の結果から、試料採取地での地すべりは、すべり面の応力状態が強度線に達する、もしくは近くなるような地震動によって発生したと推察される。

繰返しせん断破壊時のせん断応力比 $\tau/\sigma_N$ と繰返し回数 $N_f$ の関係において、多少のばらつきはあったが、固結の有無によらず、 $(\tau/\sigma_N)_{ss}$ が大きいほど、 $N_f$ は小さくなる関係が得られた。また、固結豊浦調整砂の $\tau/\sigma_N \sim N_f$ 曲線が、非固結豊浦調整砂のそれに比べて、セメンテーション効果により上位となった。また、非固結豊浦調整砂の場合において、非水浸条件での $\tau/\sigma_N \sim N_f$ 曲線が、水浸条件でのそれよりも上位にあることがわかった。これより、水浸によって繰返しせん断応力比が低下することが明らかとなった。

### (3) 結論および今後の課題

本研究の主要な結果を以下にまとめる。

- ① 寺野および東竹沢の密詰め乾燥砂および固結のない豊浦調整砂の定常状態せん断強さは $0.1 \sim 20\text{mm/min}$ の範囲におけるせん断速度の影響をほとんど受けない。
- ② 一方、固結した豊浦調整砂の定常状態せん断強さはせん断速度の段階的な増加に伴い減少し、最終的には固結のない砂の値に近づく。
- ③ 密詰めの場合、寺野の場合、垂直応力が $392\text{kPa}$ 以上、せん断変位速度が $10\text{mm/min}$ 以上の条件でせん断中に粒子破碎が生じて細粒分が増加する。
- ④ 固結豊浦調整砂のせん断強度はセメンテーション効果によって豊浦砂、非固結の豊浦調整砂のそれより大きくなる。
- ⑤  $\sigma_{N0}=98 \sim 294\text{kPa}$ の範囲において、豊浦砂、非固結および固結豊浦調整砂の非排水繰返しせん断時の応力経路は、同一試料に対して別途実施した圧密定圧リングせん断試験から得られた定常状態せん断強度線に達して、繰返しせん断破壊が生じた。
- ⑥ 養生日数3日程度の供試体が、実際の地すべり現場の土壌硬度と同等の強度を有することから、この固結供試体を用いた繰返しリングせん断試験の結果から、固結供試体の強度線に接するような応力状態を生じた地震動によって、砂質斜面で地すべりが発生したと推定される。
- ⑦ 固結を有する砂質土斜面の地震時安定性は、固結力を保持する乱さない砂試料の

せん断強度線と地震時の有効応力状態に基づいて評価することが可能である。

今後の課題としては、地すべりが今回測定した土壌硬度より低いゾーンで発生した可能性があるため、より低い添加率の試料や不攪乱試料を用いての検討が必要と考えられる。また、強度が異なる地層境界ですべりが発生しているケースもあり、層理面の動力学特性についての検討も重要と考えられる。

### 5. 主な発表論文等

(研究代表者、研究分担者及び連携研究者には下線)

[雑誌論文] (計1件)

- ① 鈴木素之、藤井公博、高原宏吏：繰返しリングせん断試験による固結土の強度特性、第13回日本地震工学シンポジウム論文集、査読有、pp.2990~2995、2010

[学会発表] (計4件)

- ① 鈴木素之、藤井公博、繰返し載荷リングせん断試験装置の開発と定体積条件での試験法の検討、第45回地盤工学研究発表会、pp.1645~1646、愛媛大学(松山市)、2010年8月20日
- ② 藤井公博、鈴木素之、繰返し載荷リングせん断試験装置の開発、第62回土木学会中国支部研究発表会、Ⅲ-28、徳山工業高等専門学校(周南市)、2010年5月15日
- ③ 鈴木素之、藤井公博、梅崎健夫、中越地震において急速せん断を受けた砂のせん断強さと粒度特性、第48回日本地すべり学会研究発表会、pp.79~80、新潟大学(新潟市)、2009年8月26日
- ④ 鈴木素之、藤井公博、山本哲朗、甲斐康広、粘土と砂のせん断強さに及ぼすせん断速度の影響、第44回地盤工学研究発表会、pp.1671~1672、関東学院大学(横浜市)、2009年8月18日

[図書] (計0件)

[産業財産権]

○出願状況 (計0件)

○取得状況 (計0件)

[その他] ホームページ等 なし

### 6. 研究組織

#### (1) 研究代表者

鈴木素之 (SUZUKI MOTOYUKI)

山口大学・大学評価室・准教授

研究者番号：00304494

#### (2) 研究分担者

山本哲朗 (YAMAMOTO TETSURO)

山口大学・大学院理工学研究科・教授

研究者番号：10035074

(H20→H21：死亡のため、研究分担者から除外)

梅崎健夫 (UMEZAKI TAKEO)

信州大学・工学部・准教授

研究者番号：50193933