広範な粒度から成る砂・細粒土混合土の 非排水繰返しせん断特性の評価

渡邊 真悟¹・兵動 正幸²・東 佳佑³・梶山 慎太郎⁴

¹正会員 復建調査設計株式会社 防災部地震防災課 (〒732-0052 広島県広島市東区光町2-10-11)

E-mail: s-watanabe@fukken.co.jp

²正会員 山口大学大学院教授 理工学研究科環境共生系専攻 (〒755-8611 山口県宇部市常盤台2-16-1)

E-mail: hyodo@yamaguchi-u.ac.jp

³学生会員 山口大学大学院 理工学研究科環境共生系専攻 (〒755-8611 山口県宇部市常盤台2-16-1)

E-mail: u001vn@yamaguchi-u.ac.jp

⁴学生会員 山口大学大学院 理工学研究科環境共生系専攻 (〒755-8611 山口県宇部市常盤台2-16-1)

E-mail: s017vn@yamaguchi-u.ac.jp

砂と非活性および活性細粒土を様々な割合で混合した試料に対し、一連の非排水繰返しせん断試験を行った。その結果、砂・非活性細粒土混合土では細粒分含有率 $F_c=30\%$ 程度付近で、砂・活性細粒土混合土では $F_c=20\%$ 程度を境界に砂から細粒土の挙動に遷移することが明らかになった。実験結果に基づき、砂から細粒土に至るまでの細粒分含有率の変化に対する繰返しせん断強度を示した。また、砂が構造の主体となる領域において、細粒分の体積を砂の体積と等価とみなす補正係数である寄与率 b を導入した等価骨格間隙比を用いることで、細粒分含有率の違いに拘わらず、繰返しせん断強度と等価骨格間隙比との間に一義的な対応関係が存在し、寄与率 b は砂と細粒土の粒径比 χ より求められることを明らかにした。

Key Words : sand and fines mixtures, fines content, silt, clay, equivalent granular void ratio, cyclic shear strength

1. まえがき

2011年に発生した東日本大震災において、東京湾岸の埋立て地盤で広範囲に液状化が発生し、特に住宅、道路や地下埋設管などのインフラ施設等に大きな被害を引き起こした^{1),2),3)}。これらの地域は、東京湾の浚渫土で埋立てられたところであり、新しい埋立地での被害が大きく、やや粘性の細粒分を多く含む砂が液状化を起こした。安田ら⁴⁾によると、液状化による深刻な被害が起こった浦安地区の埋立て土には、浚渫された海底の沖積砂に沖積粘土が混じっていたとされている。これまでも、1987年千葉県東方沖地震^{5),6)}において細粒分を多く含む砂が、2000年鳥取県西部地震⁷⁾では非活性のシルトが液状化を起こしている。このような事例から、液状化に関する研究の対象も、純粋な砂からより細粒分含有率の高い土に至るまで広がりを見せている。一般に、正規圧密した粘性土が液状化を起こすことは考えにくい、浚渫に伴う高含水比状態の強度の低い粘土が砂中に含まれる場合に、液状化を起こすことは十分に考えられる。このような意

味からも、砂から細粒土に至るまで検討を行い、液状化を起こす土の範囲を明確にすることが必要と考えられる。

室内試験における砂と細粒分の混合土に関する研究は、砂に細粒土を加えたもの、あるいは逆に細粒土に砂を加えたものの二通りに分けられる。前者は主に液状化特性に関するものが多く、活性のある細粒分を混入させると液状化強度は増加し^{7),8),9)}、非活性細粒分の混入に対し強度は減少するという解釈が多い^{10),11),12),13)}。また、幾つかの研究では、液状化強度は細粒分を含めた混合土全体の間隙比より、細粒分を無視し砂のみを考慮した骨格間隙比に大きく依存するという見解も示されている^{14),15),16),17)}。一方、後者は粘性土の圧密や静的強度に関するものが多く、粗粒土の混入による圧縮指数の低下^{18),19)}やせん断強度の低下²⁰⁾などを調べたものが多い。しかし、いずれの研究も砂側のみあるいは粘土側のみのもものが多く、砂からシルトあるいは粘土に至るまでの挙動を統一的に調べた研究は少ない。これまで著者らは、砂と活性のある海成粘土混合土を対象に、細粒分を多く含む粘土側の領域も含め、静的せん断特性^{21),22),23),24)}および非排水繰返しせ

ん断特性^{25, 26)}を調べてきた。その結果、同一の拘束圧下において、砂が骨格を形成し緩詰めから密詰めまで異なる間隙比や強度を示す領域と、粘土が構造の主体となり正規圧密土としてのそれらを示す領域の境界が、 $F_c=20 \sim 30\%$ 程度付近であることを示した。すなわち、混合土の構造は粗粒土が主体である場合と細粒土が主体である場合とで性質が異なり、粗粒土の骨格が構造の主体となっているものでは一定の細粒分含有率であっても粗粒土骨格の配列は自由に変化し得る。一方、細粒分含有率がある程度以上となり、細粒土が形成するマトリックスの中に粗粒土が存在する状態においては、混合土の特性は細粒土自体の持つ性質に支配されることを述べてきた。

本研究は、このような砂と細粒土混合土の非排水繰返しせん断特性を明らかにすることを目的としたものである。そのため、上述した海成粘土に加えて非活性シルトも用い、これらをそれぞれ珪砂と様々な割合で混合し、粗粒土が骨格構造を作る状態から細粒土がマトリックスを構成するに至る種々の細粒分含有率からなる供試体を作製し、一連の非排水繰返しせん断試験を行った。その結果から、密詰めから緩詰めに至る砂およびそれらに細粒土としてシルトおよび粘土を混合した混合土の砂から細粒土に至るまでの非排水繰返しせん断強度の推移を取りまとめたものである。

2. 試料および実験方法

(1) 混合土の物理的性質

本研究では、鳥取県西部地震時に鳥取県境港市竹内工業団地において液状化により噴出した非活性の鳥取シルト($F_c=98\%$, $I_p=NP$)、山口県岩国市岩国港で採取した活性のある岩国粘土($F_c=98\%$, $I_p=47.5$)を細粒土として用いた。両者とも、98%は細粒分であり2%の砂分を含んでいた。このため、以下の細粒分含有率 F_c の表記は、実際に混合した細粒土の含有率より砂分2%を差し引いた値となっている。まず、粗粒土試料として粒度分布を良くするため、三河珪砂 V5号, R5.5号, V6号, V3号を乾燥質量比でそれぞれ1:2:2:5の割合で混合した。粒度調整した珪砂は、最大間隙比 $e_{max}=0.850$ 、最小間隙比 $e_{min}=0.524$ であった。このように、粒度調整した珪砂と鳥取シルトの乾燥質量比を0:100, 20:80, 40:60, 50:50, 70:30, 80:20, 90:10, 100:0の8タイプ、珪砂と岩国粘土を0:100, 50:50, 70:30, 80:20, 83:17, 85:15, 90:10, 100:0の8タイプとして混合した。表-1に混合土試料の物理的性質を、図-1に粒径加積曲線を示す。表-1より、鳥取シルト混合土は鳥取シルト自体が非活性細粒土であり、全ての試料において塑性指数は NP となった。また、岩国粘土は $I_p=47.5$ の中塑性粘土であり、細粒分含有率の減少に伴い塑性指数が低下し、 $F_c=16.7\%$ 以下で NP となった。

表-1 混合土試料の物理的性質

(a) 鳥取シルト混合土

Tottori silt content (%)	Fines content (%)	Clay content (%)	G_s	I_p	d_{50} (mm)	U_c
100	98.0	6.0	2.665	NP	0.019	2.85
80	78.4	4.8	2.662	NP	0.023	3.67
60	58.8	3.6	2.660	NP	0.034	26.10
50	49.0	3.0	2.659	NP	0.139	31.99
30	29.4	1.8	2.656	NP	0.413	48.44
20	19.6	1.2	2.655	NP	0.592	45.86
10	9.8	0.6	2.653	NP	0.757	9.13
0	0	0	2.652	NP	0.885	3.70

(b) 岩国粘土混合土

Iwakuni clay content (%)	Fines content (%)	Clay content (%)	G_s	I_p	d_{50} (mm)	U_c
100	98.0	38.8	2.610	47.54	0.007	-
50	49.0	19.4	2.631	31.41	0.143	165.88
30	29.4	11.6	2.639	28.65	0.412	165.79
20	19.6	7.8	2.644	14.62	0.552	128.72
17	16.7	6.6	2.645	NP	0.611	100.00
15	14.7	5.8	2.646	NP	0.650	93.50
10	9.8	3.9	2.648	NP	0.738	9.35
0	0	0	2.652	NP	0.861	4.04

(a) 鳥取シルト混合土

(b) 岩国粘土混合土

図-1 混合土試料の粒径加積曲線

(2) 供試体作製および試験方法

本研究で対象とする混合土は、混合する細粒土の性質や乾燥質量比の違いにより非活性および活性を有する材料に分かれている。そのため、鳥取シルト混合土は湿潤

突固め法で、岩国粘土混合土の内、細粒分含有率が低い場合は湿潤突固め法で、高い場合は予圧密法で供試体を作製した。このように、岩国粘土混合土においては $F_c=20\%$ 付近を境に性質が変化したため供試体作製法を変えざるを得なかった。この境界は、砂に混合する粘土の塑性指数や含水比の違いにより異なると考えられる²⁷⁾。Naeini and Baziar²⁸⁾は、砂質系混合土の供試体作製において湿潤突固め法は試料分離が起こらず、所定の細粒分含有率で比較的均質な供試体作製が可能と評価し推奨している。岩国粘土混合土の場合、湿潤突固め法では乾燥した珪砂と液性限界の含水比に調整した岩国粘土を混合し、かき混ぜた後、試料をモールド内に5層に分けて投入し、鉄製のランマーに取り付けた錘を目標高さまで引き上げ、繰返し落下することにより所定のエネルギーを与えた。突固めエネルギー E_c は、 W_R をランマー重量、 H を落下高さ、 N_L を層数(=5)、 N_B を1層ごとの突固め回数として式(1)で求め、突固め回数と落下高さを変化させ調整した²⁹⁾。

$$E_c = \frac{W_R \cdot H \cdot N_L \cdot N_B}{V} \quad (1)$$

表-2に、ランマーの落下回数と突固めエネルギーの関係を示す。ここでは上層になるほど突固め回数を増やし、各層の目標層厚が一定となるよう試行錯誤により落下回数を定め、 $E_c=504, 324, 113, 51, 22 \text{ kJ/m}^3$ の5通りの突固めエネルギーを設定した。一方、予圧密法では、液性限界の2倍の含水比で均一にかき混ぜた混合試料を予圧密容器に投入し、 50 kPa の上載圧で約2週間をかけて圧密を行うことで試料を作成した³⁰⁾。さらに直径 5 cm 、高さ 10 cm の供試体に整形し三軸室にセットした後、有効拘束圧 100 kPa を加え、岩国粘土供試体については載荷周波数 0.02 Hz 、それ以外の供試体については 0.1 Hz で非排水繰返しせん断試験を行った。岩国粘土供試体に対して載荷周波数 0.02 Hz を選んだ理由は、第2著者らによる過去の粘性土の非排水繰返しせん断強度に関する研究³¹⁾の多くが 0.02 Hz を用いており、それらとの対応を計りたかったことによる。この周波数を採用した根拠は、山本ら³²⁾や上野ら³³⁾が指摘しているよう、 0.1 Hz 程度の周波数では粘土供試体内の過剰間隙水圧分布が不均一となるのに対し、

表-2 突固め供試体の調整方法

E_c (kJ/m^3)	Number of drops per layer N_B					Drop height H (m)	Weight of rammer W_R (kN)
	1st	2nd	3rd	4th	5th		
504	60	80	100	120	140	0.184	0.00116
324	40	50	65	75	85	0.184	0.00116
113	14	19	23	25	29	0.184	0.00116
51	4	7	10	13	16	0.184	0.00116
22	5	10	15	25	30	0.050	0.00116

周波数を低下させるとより均一に近づく判断されるからである。なお、湿潤突固め法で作成した試料においては、供試体内の間隙の空気を炭酸ガスで置き換えた後、脱気水を供試体内にゆっくり浸透させ 200 kPa の背圧を加えることで飽和度の上昇を図り、予圧密法で作成した供試体も含めた全ての供試体において、せん断開始前に間隙圧係数 B 値が 0.95 以上であることを確認している。

(3) 間隙比と細粒分含有率の関係

湿潤突固め法では、供試体は不飽和状態で三軸室にセットされ、その後通水により飽和供試体とする。一般に三軸試験では、不飽和供試体をセルに装着後負圧をかけて自立させ供試体の寸法を測定し、その後セル水を入れて負圧を正圧に替え供試体に通水し飽和する。この通水過程において、飽和度の上昇に伴い土に体積収縮が生じる。この体積収縮はコラプスと呼ばれ、緩い細砂やシルトに起り易い³⁴⁾。本研究では、コラプスによる体積収縮を考慮した初期状態を把握することを目的とし、湿潤突固め法で作成した直後の不飽和状態の間隙比 e_1 、通水による飽和後の間隙比 e_2 、所定の拘束圧で圧密した後の間隙比 e_3 を求めた。ここに、間隙比 e_2 は、供試体に通水後セル水を落として供試体に再度負圧をかけ自立させ、測定した寸法から求めたものであり、間隙比 e_3 は、間隙比 e_2 よりさらに拘束圧による圧密量を加えて計算したものである。

図-2に、鳥取シルト供試体の突固めエネルギーの違いによる間隙比変化を示す。図-2より、低い突固めエネルギーで作製した供試体ほど、通水・飽和過程のコラプスによる体積収縮が大きくなり、高いエネルギーで突固めた場合は、コラプスによる体積収縮はほとんど発生していない。亀井・榎本³⁴⁾も指摘しているように、コラプスによる体積収縮に混合土の初期構造状態が大きく起因することが本結果からも明らかとなった。

図-2 突固めエネルギーの違いによる鳥取シルトの間隙比変化

 (a) $E_c=22 \text{ kJ/m}^3$ (突固めエネルギー一定)

 (b) $E_c=504 \text{ kJ/m}^3$ (突固めエネルギー一定)

図-3 細粒分含有率の増加に伴う間隙比変化

突固めエネルギー $E_c=22, 504 \text{ kJ/m}^3$ で作製した鳥取シルト混合土に対し、細粒分含有率の増加に伴う間隙比変化を図-3(a), (b)に示す。両図より、細粒分含有率 $F_c=30\%$ 付近から間隙比 e_1, e_2, e_3 の値に差が生じている。低い突固めエネルギー $E_c=22 \text{ kJ/m}^3$ で作製した供試体では、図-3(a)のように、細粒分含有率 $F_c=20\%$ 以下でコラプスによる体積収縮は小さく、 $F_c=30\%$ 以上で大きくなる傾向が認められる。一方、高い突固めエネルギー $E_c=504 \text{ kJ/m}^3$ で作製した供試体においては、図-3(b)のように、初期状態でも安定した構造を成すことから、 $F_c=30\%$ 以上においてもコラプスはなく圧密による体積収縮のみが生じている。

次に、図-4(a), (b), (c)に3種類の突固めエネルギーで締固めた鳥取シルト混合土の間隙比 e_1, e_2, e_3 と細粒分含有率の関係を示す。図-4(a)より、突固め後の間隙比 e_1 の細粒分含有率に対する変化は突固めエネルギーの違いにより異なる。一方、通水による飽和後の間隙比 e_2 を図-4(b)に、圧密後の間隙比 e_3 を図-4(c)に示す。これら

 (a) 間隙比 e_1 と細粒分含有率の関係

 (b) 間隙比 e_2 と細粒分含有率の関係

 (c) 間隙比 e_3 と細粒分含有率の関係

図-4 間隙比と細粒分含有率の関係 (鳥取シルト混合土)

の間隙比は、細粒分含有率 $F_c=30\%$ 以下では突固めエネルギーの違いにより異なるが、 $F_c=30\%$ 付近で突固めエネルギーの違いによらずほぼ同一となり $F_c=50\%$ 付近までその状態が続く。これは、 $F_c=30\%$ 位からシルトが構

図-5 間隙比と細粒分含有率の関係 (岩国粘土混合土)

造の主体となるが、この領域では砂の混合割合も高くシルトは砂粒子間の狭い領域に存在することになり、シルトの間隙比変化が混合土全体の挙動にほとんど影響しないためと考えられる。また、突固めエネルギーの違いに着目すると、細粒分含有率 $F_c=30\%$ 以上では $F_c=30\%$ 未満に比べ、間隙比の差が小さくなることが認められる。これは、飽和した状態では、砂に比べシルトの最大・最小間隙比の差が小さいことによるものである。前述のとおり、シルトは、乾燥状態では最大・最小間隙比の差は大きい、飽和状態では特に緩詰めでコラプスにより体積収縮が発生するためと考えられる。これらの結果より、鳥取シルト混合土においてはコラプスによる体積収縮を考慮し、さらに、所定の拘束圧下で圧密された状態である圧密後の間隙比 e_s を非排水繰返しせん断特性を評価するための初期状態と見なすこととした。

図-5に、岩国粘土混合土における間隙比と細粒分含有率の関係を示す。なお、先にも述べたとおり、岩国粘土は活性を持つ粘土であるため、細粒分含有率 $F_c=20\%$ 未満の砂が骨格をなす領域では湿潤突固め法を、 $F_c=20\%$ 以上の粘土がマトリックスを構成するところでは予圧密法を用いた。岩国粘土混合土の非排水繰返しせん断強度を評価するための初期状態としては、いずれの領域も所定拘束圧下での圧密後間隙比で評価を行った。図-5より、鳥取シルト混合土と同様に、砂側から細粒分含有率の増加に伴い、緩詰めと密詰めの間隙比の差が狭まり、細粒分含有率 $F_c=20\%$ 付近で両者の差がほぼなくなる様子が認められる。この状態は、砂骨格の間隙の中が細粒土で充填された状態と考えられる。その後、細粒分含有率の増加に伴い間隙比も増加し、圧密圧力に対応したユニークな間隙比となることが認められる。

砂と非活性シルトおよび砂と活性粘土の混合土について、間隙比 e と細粒分含有率 F_c 関係の概念を図-6(a), (b)にそれぞれ示す。両図より、砂が骨格の主体を成す領域では、混合する細粒土の違いに拘わらず、突固めエネルギー

(a) 砂と非活性シルトの混合土

(b) 砂と活性粘土の混合土

図-6 細粒分含有率の変化に伴う混合土の間隙比変化の概念

一に応じて種々の間隙比が存在する。一方、細粒土が構造の主体を成す領域では、シルトの場合、シルトが粒状体であることから、図-6(a)のように、砂と同様に同一の拘束圧下でも異なる間隙比が存在し得るのに対し、粘土の場合は図-6(b)のように、それぞれの細粒分含有率において、圧密圧力に応じたユニークな間隙比が存在する。すなわち、細粒分含有率が増加し砂の骨格構造が破壊され、砂から細粒土へ構造の主体が移行すると、細粒土が有する性質が間隙比に影響を及ぼすと考えられる。なお、図-6(a)には、細粒分含有率に対する通水前の間隙比変化を破線で、通水・飽和によるコラプス収縮および圧密を含めた間隙比変化を実線で表している。

3. 非排水繰返しせん断特性

図-7(a), (b), (c)に、粗粒土である三河珪砂、細粒土である鳥取シルトおよび岩国粘土の非排水繰返しせん断試験より得られた軸差応力-軸ひずみ関係、有効応力経路をそれぞれ示す。三河珪砂および鳥取シルトについては、最大および最小の突固めエネルギー $E_c=504, 22\text{kJ/m}^3$ で作

図-7 非排水繰返しせん断試験結果(粗粒土, 細粒土)

製した供試体に対する結果を, 岩国粘土については予圧密法で作製した供試体に対する結果を示す. 図には相互の比較を容易にするため, ほぼ同じ繰返し回数を与えた結果について示している. 図-7(a), (b)より, 突固めエネルギーの違いによらず, 三河珪砂と鳥取シルトについて

は, 繰返し回数の増加に伴い有効応力が減少し, 最終的に0となり液状化に至ることが観察できる. 一方, 岩国粘土においては, 図-7(c)に示すように, 繰返しせん断により徐々に有効応力は低下し軸ひずみ振幅が漸増していくが, 最後まで有効応力は0には至らず, 液状化には至っていない.

図-8(a), (b)に, 湿潤突固め法で作成した鳥取シルト含有率 10%~80% ($F_c=9.8\%\sim 78.4\%$) の鳥取シルト混合土に対する軸差応力-軸ひずみ関係および有効応力経路を示す. 両図とも, 突固めエネルギー $E_c=504, 22\text{kJ/m}^3$ で作製した供試体に対する結果を示している. 両図より, 鳥取シルト含有率 20% ($F_c=19.6\%$) までは, 砂の挙動が卓越し締固めの効果が顕著に現れているが, 細粒分含有率 $F_c=29.4\%$ 以上では, シルトの性質が支配的に現れている. この領域では, 突固めエネルギーや細粒分含有率によらず, ある繰返し回数から有効応力が0に至るまで急激に低下し, 軸ひずみが大きく発達する流動的破壊挙動が認められる. このように, 非活性シルトは締固めの程度に関わらず液状化抵抗が非常に低いことが明らかである.

次に, 図-9(a), (b)に, 湿潤突固め法および予圧密法で作製した岩国粘土含有率 10%~50% ($F_c=9.8\%\sim 49.0\%$) の岩国粘土混合土に対する軸差応力-軸ひずみ関係および有効応力経路を示す. 湿潤突固め法で作製した供試体については, 突固めエネルギー $E_c=504, 22\text{kJ/m}^3$ の結果をそれぞれ示す. 細粒分含有率 $F_c=16.7\%$ 以下の試料においては, 高い突固めエネルギー $E_c=504\text{kJ/m}^3$ の場合, 繰返し回数の増加とともに軸ひずみが徐々に発達し, 最終的にサイクリックモビリティ的挙動を示し, 破壊に至る様子が認められる. 一方, 低い突固めエネルギー $E_c=22\text{kJ/m}^3$ で作製した試料は緩詰め状態であることから, 低いせん断応力比であっても, ある繰返し回数から急激に有効応力が低下し, 軸ひずみが急激に発達する挙動が認められる. なお, 細粒分含有率 $F_c=16.7\%$ においては, 突固めエネルギーの違いによる繰返しせん断挙動にほとんど違いが認められない. これは, 図-5に示したように, 突固めエネルギーの違いに関わらず, 混合土の間隙比がほぼ同じになったことによる. 一方, 予圧密法で作製した岩国粘土含有率 20%~50% ($F_c=19.6\%\sim 49.0\%$) の混合土試料においては, 同程度の繰返し応力振幅で行なった結果を示している. 図より, 細粒分含有率が高いほど, 所定軸ひずみ振幅に至るまでの繰返し回数が増加していることがわかる. また, 細粒分含有率が増加し粘土が構造の主体となるにつれ, 最終的に残留する有効応力は大きくなり液状化には至らないと判断される. これは, 予圧密法では, 粘土は与えた拘束圧に対し正規圧密されており, 湿潤突固め法で作製した砂の間隙中の粘土に比べ, 強度がより高くなったことによるものと考えられる.

(a) 軸差応力と軸ひずみの関係

(b) 軸差応力と平均有効主応力の関係

図-8 鳥取シルト混合土の非排水繰返しせん断試験結果

(a) 軸差応力と軸ひずみの関係

(b) 軸差応力と平均有効主応力の関係

図-9 岩国粘土混合土の非排水繰返しせん断試験結果

以上述べたように、砂からシルト、また、砂から粘土に至るまで全てが液状化を起こすわけではないが、全ての試料の繰返しせん断による破壊の定義を軸ひずみ両振幅 $\varepsilon_{DA}=5\%$ とし、繰返し回数が20回時の繰返しせん断強度 $R_{L(N=20)}$ で結果の整理を行った。

まず、三河珪砂、鳥取シルトについて、突固めエネルギーの違いに着目し繰返しせん断強度曲線の比較を行った。図-10に三河珪砂、図-11に鳥取シルトの繰返しせん断強度曲線を突固めエネルギー毎にそれぞれ示す。図-10より、三河珪砂は突固めエネルギーの影響を強く受け、高い突固めエネルギーで作製した供試体ほど大きな繰返しせん断強度を示す。一方、図-11に示す鳥取シルトは突固めエネルギーが強度に与える影響は小さく、全体的に低い繰返しせん断強度を示している。これは、両者の粒径の違いによるもので、三河珪砂は突固めエネルギーの違いにより初期間隙比が大きく異なったのに対し、鳥取シルトでは通水・飽和および圧密後の間隙比にほとんど差が現れなかったことによるものと考えられる。

図-12(a), (b), (c)に、突固めエネルギー $E_c=504\text{kJ/m}^3$ 、 113kJ/m^3 、 22kJ/m^3 で突固めた鳥取シルト混合土の破壊に至るに必要な応力比と繰返し関係を、細粒分含有率をパ

ラメータとして示す。図-12(a)より、最も高い突固めエネルギー $E_c=504\text{kJ/m}^3$ の場合、繰返しせん断強度は細粒分含有率の増加に伴い減少している。一方、図-12(c)の最も低い $E_c=22\text{kJ/m}^3$ の場合においては、繰返しせん断強度に与える細粒分含有率の影響はさほど顕著ではない。これは、密な試料では細粒分含有率が増加するにつれ、砂骨格が緩み強度が低下するのに対し、緩い試料ではもともと緩い砂骨格の中に細粒分が充填され、若干の強度変化しか生じないためと考えられる。

図-10 三河珪砂の繰返しせん断強度曲線 ($F_c=0.0\%$)

図-11 鳥取シルトの繰返しせん断強度曲線 ($F_c=98.0\%$)

(a) $E_c=504\text{kJ/m}^3$ (突固めエネルギー一定)

(b) $E_c=113\text{kJ/m}^3$ (突固めエネルギー一定)

(c) $E_c=22\text{kJ/m}^3$ (突固めエネルギー一定)

図-12 繰返しせん断強度曲線 (鳥取シルト混合土)

図-13 繰返しせん断強度曲線 (岩国粘土混合土)

図-13(a)～(e)に突固めエネルギー $E_c=504\text{ kJ/m}^3$, 324 kJ/m^3 , 113 kJ/m^3 , 51 kJ/m^3 , 22 kJ/m^3 で突固めた岩国粘土混合土 ($F_c=9.8\% \sim 16.7\%$) の繰返しせん断強度曲線を示す。また、図-13(f)には、予圧密法で作製した岩国粘土混合土 ($F_c=19.6\% \sim 98.0\%$) の繰返しせん断強度曲線を示す。図-13(a)より、最も高い突固めエネルギー $E_c=504\text{ kJ/m}^3$ の場合、鳥取シルト混合土同様に、繰返しせん断強度は細粒分含有率の増加に伴い減少している。一方、図-13(e)の最も低い $E_c=22\text{ kJ/m}^3$ の場合、それぞれの強度にさほどの違いは見られないが、細粒分含有率の増加に伴い繰返しせん断強度が若干増加する傾向が認められる。このよ

うに、混合土の繰返しせん断強度に対しては、細粒土が有する活性や、粗粒土の間隙を充填する細粒土の粒径が影響するものと考えられる。なお、予圧密法で作製した岩国粘土混合土は、図-13(f)に示すように、細粒分含有率が高いほど圧密による密度増加が大きく、強度が増していくことが認められる。

これら混合土の繰返しせん断強度 $R_{L(N=20)}$ に細粒分含有率が及ぼす影響について検討を行った。図-14(a), (b)に、鳥取シルト混合土と岩国粘土混合土の繰返しせん断強度と細粒分含有率の関係を示す。図-14(a)より、鳥取シルト混合土において、砂主体の構造領域である細粒分含有

(a) 鳥取シルト混合土

(b) 岩国粘土混合土

 図-14 繰返しせん断強度 $R_{L(N=20)}$ と細粒分含有率の関係

率 $F_c=30\%$ 以下では、同一の細粒分含有率であっても突固めエネルギーの違いによって異なる繰返しせん断強度を示している。また、高い突固めエネルギーで突固めた場合、繰返しせん断強度は細粒分含有率の増加に伴い大きく低下するのに対し、低いエネルギーの場合はわずかな増加傾向を示す。その後、 $F_c=30\% \sim 50\%$ において、突固めエネルギーの違いによらず繰返しせん断強度はほぼ同一の値を示した後、シルトが構造の主体を成す領域では、鳥取シルトが有する強度付近に落ちつくことが確認できる。これらの関係は、図-4(c)に示した間隙比と細粒分含有率の関係と良く対応している。

また、図-14(b)の岩国粘土混合土においては、湿潤突固め法で作成した細粒分含有率 $F_c=20\%$ 未満では、繰返しせん断強度が細粒分含有率により変化し、 $F_c=20\%$ 付近で突固めエネルギーの違いによる差がなくなり、1点に収束することが認められる。一方、予圧密法で作成した $F_c=20\%$ 以上の混合土試料は、細粒分含有率の増加とともに若干繰返しせん断強度が増加し、岩国粘土の非排水繰返しせん断強度に落ちつく傾向を示す。 $F_c=20\%$ 付

(a) 砂と非活性シルトの混合土

(b) 砂と活性粘土の混合土

図-15 細粒分含有率の変化に伴う混合土の繰返しせん断強度変化の概念

近で、突固め法と予圧密法による供試体の繰返しせん断強度が異なる理由は、先にも述べたように、予圧密法では、長期圧密により粘土が十分に圧密され強度が高くなったのに対し、突固め法では、砂骨格が拘束圧の多くを分担し、特に砂の間隙内の粘土の圧密が進まず、強度が低い状態であったためと推察される。

これら実験結果に基づき、砂と非活性シルトおよび砂と活性粘土の混合土について、繰返しせん断強度 $R_{L(N=20)}$ と細粒分含有率 F_c 関係の概念を図-15(a), (b)にそれぞれ描いた。図-6に示した間隙比 e と細粒分含有率 F_c 関係と同様に、砂が骨格の主体を成す領域では、突固めエネルギーに応じた種々の繰返しせん断強度が存在する。また、細粒土が構造の主体を成す領域においては、細粒土が有する性質に依存した強度変化を示すと考えられる。特に、非活性の細粒土が混合している土においては、細粒分含有率が 50% を超えるような状態であっても、低い繰返しせん断強度を示し液状化を起こす。そのため、液状化発生の有無を判断する場合には、道路橋示方書³⁾に示されているように、混合土の細粒分含有率のみによらず、細粒土が有する活性の影響を考慮することが重要と考えられる。

4. 等価骨格間隙比による繰返しせん断強度評価

土の間隙比は、せん断強度や変形を表す土の状態量として用いられることが多い。細粒分を含む混合土の間隙比において、細粒分を粗粒分と同等とみなして規定すると問題があることが指摘されている。一方、Mitchell³⁹⁾とKenny³⁷⁾により提案された骨格間隙比 e_g は、細粒分を間隙とみなし骨格形成に全く寄与しないと仮定して求めるものであり、細粒分の影響を過小評価する可能性がある。本研究では、それらの中間に位置し、細粒分をある程度の割合で粗粒分の骨格形成に加担するとみなす等価骨格間隙比 e_{ge} ^{38), 39)}の概念を用い、細粒分が混合土全体の挙動に与える影響について検討した。等価骨格間隙比は骨格間隙比の概念を拡張したものであり、間隙比の算出において、細粒分の体積にある割合を掛けたものを、粗粒分の体積に加えて土粒子の体積とみなすものであり、図-16のモデルに基づき式(2)で表される。

$$e_{ge} = \frac{V_v + (1-b)V_{sf}}{V_{ss} + bV_{sf}} = \frac{V_v + (1-b)V_{sf}}{V_s - (1-b)V_{sf}} \quad (2)$$

ここに b は、細粒分の粗粒分に対する寄与率である。式(2)より、等価骨格間隙比は $b=1$ のときは細粒分を粗粒分と同等とみなすため通常の間隙比であり、 $b=0$ のときは細粒分の存在を無視した骨格間隙比である。通常は $b=0-1$ の間の値を持ち、その大きさにより細粒分を粗粒分と等価とみなせる程度を表している。Thevanayagamら³⁹⁾やRahman and Lo^{40), 41)}は等価骨格間隙比を用い、限界状態線と間隙比の関係を表しているが、本研究では、混合土の非排水繰返しせん断試験の結果から、粗粒分が構造の主体となる細粒分含有率の領域において、繰返しせん断強度と等価骨格間隙比の関係を明らかにするものである。すなわち、鳥取シルト混合土では細粒分含有率 $F_c=29.4\%$ 以下、岩国粘土混合土では $F_c=19.6\%$ 以下の実験結果を対象とした。

鳥取シルト混合土を対象とし、図-17(a)に等価骨格間隙比の概念より $b=1$ の場合、すなわち通常の間隙比である $e_{ge}(b=1)$ と繰返しせん断強度の関係を示す。図-17(a)よ

図-16 混合土の三相モデル

り、繰返しせん断強度は間隙比が小さいほど大きくなる傾向を示すが細粒分含有率によって異なり、この間隙比 $e_{ge}(b=1)$ は混合土の繰返しせん断強度を表す初期状態量としては不適当であると考えられる。次に、細粒分の存在を無視し間隙とみなした等価骨格間隙比 $b=0$ の場合、すなわち骨格間隙比による検討も行った。図-17(b)に等価骨格間隙比 $e_{ge}(b=0)$ と繰返しせん断強度の関係を示す。図

(a) 等価骨格間隙比 $e_{ge}(b=1)$

(b) 等価骨格間隙比 $e_{ge}(b=0)$

図-17 繰返しせん断強度 $R_{L(N=20)}$ と等価骨格間隙比 e_{ge} の関係 (鳥取シルト混合土: $F_c \leq 29.4\%$)

図-18 繰返しせん断強度 $R_{L(N=20)}$ と等価骨格間隙比 $e_{ge}(b=0.48)$ の関係 (鳥取シルト混合土: $F_c \leq 29.4\%$)

 (a) 等価骨格間隙比 $e_{ge}(b=1)$

 (b) 等価骨格間隙比 $e_{ge}(b=0)$

 (c) 等価骨格間隙比 $e_{ge}(b=0.30)$

 図-19 繰返しせん断強度 $R_{L(N=20)}$ と等価骨格間隙比 e_{ge} の関係
(岩国粘土混合土: $F_c \leq 16.7\%$)

-17(b)より、細粒分含有率による違いは通常の間隙比 e_{ge} ($b=1$)の場合より小さくなるが若干の違いが残っている。

そこで、細粒分含有率の違いによらず、混合土供試体の繰返しせん断強度と等価骨格間隙比の関係が、砂単体 ($F_c=0\%$)の繰返しせん断強度と等価骨格間隙比の関係に最も近づく寄与率 b を求め、その時の寄与率 b を混合土のベストフィット寄与率と定めた。図-18に、繰返しせん断強度とベストフィットした等価骨格間隙比 $e_{ge}(b=0.48)$

の関係を示す。図-17(a), (b)との比較から明らかなように、 $F_c=29.4\%$ 以下の異なる細粒分含有率から成る混合土に対して、砂単体 ($F_c=0\%$) の繰返しせん断強度と間隙比の関係に最も近い関係が得られた。すなわち、鳥取シルト混合土の場合、細粒分が粗粒分の48%の体積割合で繰返しせん断強度に寄与していることを意味している。

図-19(a), (b), (c)には、岩国粘土混合土に対する繰返しせん断強度と等価骨格間隙比の関係を示す。寄与率 b については鳥取シルト混合土同様に砂単体 ($F_c=0\%$) における関係とベストフィットする b を調べた。その結果、図-19(c)に示すように、岩国粘土混合土では $b=0.30$ とした場合に、細粒分含有率の違いによらず繰返しせん断強度と一義的に対応する等価骨格間隙比の存在が認められる。

5. 等価骨格相対密度による液状化強度の評価

土の液状化強度は、その土の相対密度との関連で評価されることが多い。しかし、土の相対密度は細粒分含有率 $F_c=5\%$ 以下の砂質土に対してのみ適用可能な指標とされている⁴²⁾。細粒分を多く含む混合土の場合、細粒分含有率の変化により、密度や間隙比、砂が成す骨格構造の把握が困難となるため、液状化強度の変化についての統一的な解釈は得られていないのが現状である。相対密度を算出する際に用いる土の間隙比を、細粒分の寄与率 b を評価した等価骨格間隙比に置き換えることで、式(3)に示す等価骨格相対密度 D_{rge} を得ることができ、これによって混合土においても細粒分含有率の変化に応じた相対密度を把握することが可能であると考えられる。

$$D_{rge} = \frac{e_{g \max} - e_{ge}}{e_{g \max} - e_{g \min}} \times 100 (\%) \quad (3)$$

ここに、 $e_{g \max}$ 、 $e_{g \min}$ は粗粒土の最大間隙比および最小間隙比、 e_{ge} は等価骨格間隙比である。

図-20に、鳥取シルト混合土、岩国粘土混合土の繰返しせん断強度と等価骨格相対密度の関係を示す。粗粒土が骨格構造の主体を成すと考えられる領域の混合土試料について、等価骨格間隙比の概念を用いることにより、細粒分含有率の違いや混合する細粒土の種類によらず、両者に良好な対応関係が認められる。また、相対密度の代わりに等価骨格相対密度を用いて表すことによって、図中に示すIshihara⁴³⁾による液状化強度と相対密度の関係式、および現行の道路橋示方書⁴⁴⁾による砂の液状化強度推定式と、本研究の結果に良い対応関係が得られた。このように、細粒土が骨格形成に寄与する度合いを適切に評価することにより、細粒分含有率が様々な混合土においても、既往の研究で得られた相対密度と液状化強度を適用することが可能となった。

表-3 混合土の寄与率, 粒径比

Soil	Reference	Test	$d_{10 \text{ host sand}}$	$d_{50 \text{ fines}}$	b	χ
Old Alluvium	Ni et al. (2004)	Monotonic	0.200	0.045	0.70	4.4
Toyoura sand with silt	Zlatovic and Ishihara (1995)	Monotonic	0.140	0.013	0.25	11.0
Silica sand with silt	Thevanayagam and Mohan (2002)	Monotonic	0.160	0.010	0.25	16.0
Silica Mix - Iwakuni clay		Monotonic	0.272	0.007	0.30	38.9
Silica Mix - Tottori silt		Monotonic	0.272	0.019	0.43	14.3
Silica Mix - Kaolin clay		Monotonic	0.272	0.002	0.14	136.0
Silica V3 - Iwakuni clay	Hyodo et al. (2010)	Monotonic	0.965	0.007	0.04	137.9
Silica V3 - Tottori silt		Monotonic	0.965	0.019	0.10	50.8
Silica V6 - Iwakuni clay		Monotonic	0.247	0.007	0.22	35.3
Silica V6 - Tottori silt		Monotonic	0.247	0.019	0.37	13.0
Silica Mix - Iwakuni clay	Present study	Cyclic	0.272	0.007	0.30	38.9
Silica Mix - Tottori silt	Present study	Cyclic	0.272	0.019	0.48	14.3

 図-20 繰返しせん断強度 $R_{L(N=20)}$ と等価骨格相対密度 D_{rge} の関係

図-21 寄与率と粒径比の関係

これまで述べたように、細粒分を含む混合土試料の強度特性評価にあたって、細粒分の粗粒分に対する寄与率 b が重要なパラメータとなることが確認された。この寄与率 b の推定において、粗粒土と細粒土の粒径比が寄与率に対して最も強い影響を与えることが推察されており、Niら⁴⁵⁾、Zlatovic and Ishihara⁴⁶⁾は次式で示される粒径比 χ によって、非塑性細粒土を混合した砂の寄与率と物理パラメータの関係を示している。粒径比 χ の定義式を式(4)に示す。

$$\chi = \frac{d_{10, \text{Host sand}}}{d_{50, \text{Fines}}} \quad (4)$$

ここに、 $d_{10, \text{Host sand}}$ は粗粒土の有効粒径であり間隙の大きさを示す指標となり、 $d_{50, \text{Fines}}$ は細粒土の平均粒径である。表-3に、既往の研究^{39), 45), 46), 47)}で得られている寄与率および粒径比に加え、本研究で得られた寄与率および粒径比を示す。なお、既往研究結果は、非排水単調せん断試験から得られた結果であり、定常状態に至った時点の強度に対して等価骨格間隙比との関係から寄与率 b を求めたものである。一方、本研究で求めた寄与率 b は、繰返し回数20回時の繰返しせん断応力比に対して求めたものである。いずれも、ひずみが数%のオーダーに達した場合

の強度であり、寄与率の評価に対しては同等に取り扱った。図-21に寄与率と粒径比の関係を示す。図より、非排水繰返しせん断試験から得られた本研究結果を加えても、寄与率と粒径比の間に一定の対応関係があることが認められ、次式のように表すことができる。

$$b = 0.78 - 0.15 \ln(\chi) \quad (5)$$

今後、様々な混合土の寄与率および粒径比に関するデータを追加し、推定式の精度向上を図る必要があると考えるが、混合土の強度特性を評価するにあたって、粒径比 χ から推定される寄与率 b が、有効なパラメータの一つになると考えられる。

6. まとめ

本研究は、混合土の骨格構造の形成に細粒土が及ぼす影響を把握することを目的とし、砂と非活性シルトおよび活性粘土をそれぞれ様々な割合で混合し、一連の非排水繰返しせん断試験を行ったものである。本研究により得られた知見をまとめると以下のとおりである。

- 1) 砂と非活性および活性細粒土との混合土供試体の作製において、砂・非活性細粒土混合土では湿潤突固め法を、砂・活性細粒土混合土のうち、粗粒土が構造の主体を成す領域では湿潤突固め法を、細粒土が構造の主体を成す領域では予圧密法が適用できる。
- 2) 非活性の鳥取シルト混合土においては、湿潤突固め供試体に通水する過程でコラプスによる体積収縮が生じる。この体積収縮を考慮することで、混合土の初期状態を適切に表現することができる。
- 3) 砂と非活性および活性細粒土混合土の間隙比-細粒分含有率関係から、非活性細粒分では $F_c=30\%$ 付近が、活性細粒分の場合は $F_c=20\%$ 付近が粗粒土主体と細粒土主体の構造境界となる。
- 4) 粗粒土主体の構造領域において、密詰め状態では細粒分含有率の増加に伴い繰返しせん断強度が大きく低下するが、緩詰め状態ではゆるやかに上昇する。
- 5) 細粒分含有率の増加に伴い、粗粒土の噛み合いが消失し、次第に細粒土特有の挙動に近づいていく。
- 6) 粗粒土が構造主体を成す領域において、細粒分の体積に寄与率 b を乗じて求めた等価骨格間隙比と、繰返しせん断強度との間に良好な対応関係がある。
- 7) 混合土の等価骨格間隙比を求めるための寄与率 b は、細粒土と粗粒土の粒径比 χ から推定できる。

謝辞：本研究を進めるにあたり、山口大学大学院理工学研究科中田幸男教授、吉本憲正助教には適切なご助言を頂いた。また、同大学院理工学研究科修了生の金郁基氏、金子崇氏、石川智氏、立場晴司氏には多くの助力を得た。ここに記して感謝の意を表する次第である。

参考文献

- 1) Yasuda, S., Harada, K., Ishikawa, K. and Kanemaru, Y. : Characteristics of liquefaction in Tokyo Bay area by the 2011 Great East Japan Earthquake, *Soils and Foundations*, Vol. 52, No. 5, pp. 793-810, 2012.
- 2) 浦安市液状化対策技術検討調査委員会、公益社団法人地盤工学会、公益社団法人土木学会、一般社団法人日本建築学会：平成 23 年度 浦安市液状化対策技術検討調査報告書、2012.
- 3) 國生剛治、向井彩子、小島斗輝生：千葉県浦安市における埋立地地盤液状化と細粒分の物理特性、第 14 回日本地震工学シンポジウム論文集、pp.532-539, 2014.
- 4) 沼田淳紀、大田直之、森伸一郎、境野典夫、長谷川昌弘、滝本幸夫：1987 年千葉県東方沖地震で生じた噴砂の液状化特性、第 20 回土木学会地震工学研究発表会概要集、pp.241-244, 1989.
- 5) 森伸一郎、沼田淳紀、境野典夫、長谷川昌弘：埋立地の液状化で生じた噴砂の諸特性、土と基礎、Vol.39, No.2, pp.17-22, 1991.
- 6) 吉本憲正、兵動正幸、藤井照久、山本陽一、伊東周作：2000 年鳥取県西部地震で液状化した細粒土の諸

- 特性について、土木学会論文集、No.722/III-61, pp.85-95, 2002.
- 7) 古関潤一、石原研而：細粒分を含む砂の三軸液状化試験、第 21 回土質工学研究発表会講演集、pp.595-596, 1986.
- 8) Ishihara, K. and Koseki J. : Discussion on the cyclic shear strength of fines-containing sands, *Earthquake Geotechnical Engineering, Proc. 12th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rio de Janeiro, Brazil*, pp. 101-106, 1989.
- 9) 桑野二郎、飯村博忠、中澤博志、杉原弘一：粘土分含有率が砂質土の非排水繰返しせん断特性に及ぼす影響、粘性土の動的性質に関するシンポジウム論文集、pp.143-148, 1995.
- 10) 原田光男、浦沢義彦、白井伸一：細粒分を含む砂によって造成された海岸埋立地盤の液状化強度特性(塑性指数と液状化強度との関係)、土と基礎、第 38 巻、第 6 号、pp.21-26, 1990.
- 11) 黄大振、柳沢栄司、菅野高弘：シルトを含む砂のせん断特性について、土木学会論文報告集、No.463, pp.25-33, 1993.
- 12) 佐藤正行、小田匡寛、風間秀彦、小瀬木克己：細粒分が埋立地盤の液状化特性に及ぼす影響に関する基礎的研究、土木学会論文集、No.561/III-38, pp.271-282, 1997.
- 13) 矢島寿一、沼田佳久、中根淳：細粒分を含む砂質土の液状化特性と液状化強度評価に関する一考察、土木学会論文集、No.624/III-47, pp.113-122, 1999.
- 14) Kuerbis, R., Negussey, D. and Vaid, V. P. : Effect of gradation and fines content on the undrained response of sand, *Proc. Hydraulic Fill Structures, Fort Collins, USA*, pp. 330-345, 1988.
- 15) Law, K. and Ling, Y. H. : Liquefaction of granular soils with non-cohesive and cohesive fines, *Proc. 10th World Conference on Earthquake Engineering, Rotterdam*, pp. 1491-1496, 1992.
- 16) Koester, J. P. : The influence of fine type and content on cyclic strength, *ASCE, Ground Failures under Seismic conditions, Geotechnical Special Publication*, No. 44, pp. 330-345, 1994.
- 17) Vaid, V. P. : Liquefaction of silty soils, *ASCE, Ground Failures under Seismic conditions, Geotechnical Special Publication*, No. 44, pp. 1-16, 1994.
- 18) 土田孝：中間土・混合土の圧密・圧縮・透水特性、土と基礎、第 41 巻、第 7 号、pp.5-10, 1993.
- 19) 落合英俊、大嶺聖：砂と粘土の混合土の圧縮および強度特性、土と基礎、第 41 巻、第 7 号、pp.11-16, 1993.
- 20) 倉田進、藤下利夫：砂と粘土の工学的性質に関する研究、運輸省港湾技術研究所報告、Vol.11, No.9, pp.389-424, 1961.
- 21) Kim, U., Hyodo, M., Koga, C. and Orense, R. : Effect of fines content on the monotonic shear behavior of sand-clay mixtures, *Proc. Int. Symp. on Geomechanics and Geotechnics of Particulate Media (IS-Yamaguchi2006)*, pp. 133-138, 2006.
- 22) 小西義夫、兵動正幸、伊東周作：塑性の異なる細粒分と砂の混合土の圧縮・せん断特性、土木学会論文集 C, Vol.63, No.4, pp.1142-1152, 2007.

- 23) 伊東周作, 兵動正幸, 小西義夫, 金郁基: 塑性の異なる細粒土の非排水せん断強度, 土木学会論文集 C, Vol.64, No.2, pp.423-428, 2008.
- 24) 兵動正幸, 金郁基, 中田幸男, 吉本憲正: 砂・粘土混合土の非排水せん断強度特性に及ぼす細粒分の影響, 土木学会論文集 C, Vol.66, No.1, pp.215-225, 2010.
- 25) Hyodo, M., Kim, U. and Kaneko, T. : Cyclic strength of sand with various kind of fines, *Proc. of Int. Symp. on Prediction and Simulation Methods for Geohazard Mitigation (IS-Kyoto 2009)*, pp. 375-381, 2009.
- 26) 兵動正幸: 砂から粘土に至る広範な粒度から成る土の繰返しせん断強度, 地盤工学会中国支部論文報告集地盤と建設(招待論文), Vol.29, No.1, 2011.
- 27) 金子崇, 兵動正幸, 立場晴司, 山田卓, 中田幸男, 吉本憲正: 含水比の異なる粘土を混合した砂・粘土混合土の初期せん断弾性係数, 土木学会論文集 C, Vol.68, No.1, pp.188-198, 2012.
- 28) Naeini, S. A. and Baziar, M. H. : Effect of fines content on steady-state strength of mixed and layered samples of a sand, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 24, pp. 181-187, 2004.
- 29) 足立雅樹, 安原一哉, 島袋淳: 非塑性シルトの静的・繰返し非排水三軸圧縮挙動に及ぼす供試体作成法の影響, 土と基礎, 第 48 巻, 第 11 号, pp.24-27, 2000.
- 30) 石川智, 兵動正幸, Rolando Orense, 山田卓, 中田幸男, 吉本憲正: 粘土混じり砂の非排水繰返しせん断特性, 第 12 回日本地震工学シンポジウム論文集, pp.474-477, 2006.
- 31) Hyodo, M., Hyde, A., Yamamoto, Y. and Fujii, T. : Cyclic shear strength of undisturbed and remoulded marine clays, *Soils and Foundations*, Vol. 39, No. 2, pp. 45-58, 1999.
- 32) 山本陽一, 兵動正幸, 村田秀一, 安福規之, 杉山太宏: 粘土の非排水繰返しせん断特性に及ぼす載荷周波数の影響, 第 27 回土質工学研究発表会講演概要集, pp.903-906, 1992.
- 33) 上野恭宏, プラダンテージ, 今井五郎: 繰返し載荷を受けた粘土の圧密特性, 第 22 回地震工学研究発表会講演概要集, pp.1-4, 1993.
- 34) 亀井健史, 榎本雅夫: 締固めたシルト質土の水浸に伴うコーパス沈下挙動, 土木学会論文集, No.505/III-29, pp.97-103, 1994.
- 35) 社団法人日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, 2012.
- 36) Mitchell, J. K. : *Fundamentals of Soil Behavior*, 2nd ed., John Wiley Interscience New York, pp. 172-189, 1976.
- 37) Kenny, T. C. : Residual strength of mineral mixtures, *Proc. 9th Int. Conf. Soil Mech. Tokyo 1*, pp. 155-160, 1977.
- 38) Thevanayagam, S. and Mohan, S. : Intergranular state variables and stress-strain behavior silty sand, *Geotechnique*, Vol. 50, No. 1, pp. 1-23, 2000.
- 39) Thevanayagam, S., Shenthan, T., Mohan, S. and Liang, J. : Undrained fragility of clean sands, silty sands, and sandy silts, *J. Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 128, No. 10, pp. 849-859, 2002.
- 40) Rahman, M. and Lo, S. : Equivalent granular void ratio and state parameters for loose clean sand with small amount of fines, *Proc. 10th Australia New Zealand Conference on Geomechanics*, pp. 674-679, 2007.
- 41) Rahman, M. and Lo, S. : Effect of sand gradation and fines type on the liquefaction behaviour of sand-fines mixture, *Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, IV, pp. 1-11, 2008.
- 42) 社団法人地盤工学会: 地盤材料試験の方法と解説一二分冊の 2-1, pp.195-225, 2009.
- 43) Ishihara, K. : *Soil Behaviour in Earthquake Geotechnics*, 1st ed., Oxford, Clarendon Press, 1996.
- 44) 松尾修: 招待論文, 道路橋示方書における地盤の液化判定法の現状と今後の課題, 土木学会論文集, No.757/III-66, pp.1-20, 2004.
- 45) Ni, Q., Tan, T. S., Dasari, G. R. and Hight, D. W. : Contribution of fines to the compressive strength of mixed soils, *Geotechnique*, Vol. 54, No. 9, pp. 561-569, 2004.
- 46) Zlatovic, S. and Ishihara, K. : On the influence of non-plastic fines on residual strength, *1st International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Tokyo*, pp. 239-244, 1995.
- 47) 立場晴司, 兵動正幸, 金郁基, 黒岩友也: 種々の砂と細粒土から成る混合土のせん断強度特性に及ぼす細粒分の影響, 第 45 回地盤工学研究発表会論文集, pp.259-260, 2010.

(2015. 6. 2 受付)

EVALUATION OF UNDRAINED CYCLIC SHEAR CHARACTERISTICS OF SAND-FINES MIXTURES WITH WIDE RANGE OF PARTICLE DISTRIBUTION

Shingo WATANABE, Masayuki HYODO, Keisuke AZUMA
and Shintaro KAJIYAMA

A series of undrained cyclic tests were performed on sand-non plastic fines mixtures and sand-plastic fines mixtures with various fines content. The characteristics of a mixed soil depend on whether the fine grained or coarse grained material is the main constituent. The boundary of the area where coarse-grained soil formed the structural skeleton and the area where fine-grained soil composed the matrix was investigated. The consistency changed drastically on the boundary of a fines content of about $F_c=20\% \sim 30\%$. From experimental results, the effect of the fines content F_c on the cyclic shear strength of both soils with the fine grained material forming the main constituent and soils with the coarse grained material forming the main constituent was considered. Through use of an equivalent skeletal void ratio which introduces a contribution factor b , a correction coefficient which takes the fines volume and coarse volume as the same, it became clear that there exists an unmistakable correspondence between the cyclic shear strength and the equivalent skeletal void ratio. Furthermore, with regards to the contribution factor b , it was found that the particle size ratio of the coarse and fine grained material correlated to some degree with the contribution factor b . From this, it was confirmed that the contribution factor b is important for evaluating the strength characteristics of mixed soils and an equation for predicting the contribution factor b using the particle size ratio x is proposed.