

六甲アイランド埋立てまさ土の非排水繰返しせん断特性

兵動正幸¹・荒牧憲隆²・徳原裕輝³・菊地慎二⁴・中田幸男⁵・村田秀一⁶

¹正会員 工博 山口大学教授 工学部社会建設工学科 (〒755 山口県宇部市常盤台 2557)

²正会員 工博 熊本工業大学助手 土木工学科 (〒860 熊本市池田 4-22-1)

³正会員 工修 日本国土開発株式会社 (〒107 東京都港区赤坂 4-9-9)

⁴正会員 工博 日本国土開発株式会社 技術本部

⁵正会員 工博 山口大学助手 工学部社会建設工学科

⁶フェロー会員 工博 山口大学教授 工学部社会建設工学科

1995年兵庫県南部地震で被災した六甲アイランド北側岸壁で採取したまさ土を対象に試料土の圧縮特性に着目して、非排水単調および繰返し三軸圧縮試験を行った。単調せん断試験結果から、初期密度や拘束圧の違いによる非排水せん断挙動および *steady state* に至る挙動の違いについて考察した。次に、非排水繰返し三軸試験結果を初期密度、初期拘束圧の違いによりまとめた。その結果、試料土の繰返しせん断強度は初期密度、拘束圧にさほど依存しないという静的試験結果とも対応する結果が得られた。さらに、ケーソン直下の置換砂として用いられたまさ土の応力状態を想定し、種々の初期せん断応力下における非排水繰返しせん断特性の評価を行った。その結果、試料土の繰返しせん断強度は初期せん断応力の増加に対し減少することが判明し、豊浦砂の結果とは逆の傾向を示した。これらの実験結果を用い、円弧すべり法によるケーソン岸壁周辺地盤の地震時安定解析を行った。その結果、ケーソン背後から置換砂にかけ最小安全率を与えるすべり面が生じ、地震時の破壊形態の一つを表す結果が得られた。

Key Words : decomposed granite soil, monotonic and cyclic shear, confining pressure, relative density, initial shear stress, liquefaction, cyclic shear failure, seismic stability analysis

1. まえがき

1995年兵庫県南部地震において、ポートアイランドや六甲アイランドの人工島を始め、埋立地の港湾岸壁や水際の構造物が地盤の液状化に伴う大変形により壊滅的被害を受けた^{1)~4)}。ポートアイランドや六甲アイランドは軟弱な粘性土からなる海底地盤上に埋め立てられ、その外縁の多くはケーソン式岸壁が構築されその基礎は厚い置換砂により置き換えられた。これらの埋立て材料や置き換え材料には、六甲山系より搬入されたまさ土が主に用いられており、このまさ土の液状化に伴う、側方流動によりケーソン岸壁の大変形が生じたものと、考えられている^{5)~8),11)}。これまで、まさ土は、良質な盛土材として多用されていただけに、今回の地震被害は多方面に大きな衝撃を与えた。置換砂や埋立て土に用いられたまさ土の液状化特性を調べるために、多くの研究者によって、非排水繰返し三軸試験が行われてきた^{5),6),9),10),14)}が、まさ土が破碎性土であることが十分に考慮されないまま、一般砂と同様な考察が行われ、解析などに適用されている感がある。

一方、この地震におけるまさ土地盤の特徴的な被害に関するものとして以下の報告が注目される。森田¹⁵⁾は、この地震における液状化による地盤災害が、過去の地震による液状化災害と若干違っており、狭義な意味での“液状化”の発生形態とは異なっていたことを示唆している。また、井合⁴⁾、Inagaki⁹⁾は模型振動台実験を行い、ケーソン式岸壁の大変形に対し、その直下の置換砂に用いられているまさ土が原因であることを示しているが、有効応力が0に至る完全液状化ではなく、過剰間隙水圧の発生によるせん断抵抗の低下により大変形を生じたと述べている。さらに、飽和砂の動的強度に及ぼす初期せん断の影響を明確にし、液状化に関する設計実務に取り入れる必要があることを提言している。Towhata¹⁶⁾も、豊浦砂を用いて模型振動台実験を行っており、ケーソン周辺地盤の過剰間隙水圧比分布を求め、地震時のケーソン移動のメカニズム、その背後地盤の噴砂に関する知見を得ている。佐々^{12),13)}は、リングせん断試験機を用いて、地震前の斜面内の初期応力を再現し、地震時の地すべりの発生原因に対して、せん断中にすべり面上のまさ土が

Table 1 Index properties of Rokko Masado and Toyoura sand

	G_s	e_{max}	e_{min}	U_c	w_L	w_P	I_P
Rokko Masado	2.648	1.248	0.565	12.0	24.8	20.9	3.9
Toyoura sand	2.643	0.973	0.635	1.20	—	—	—

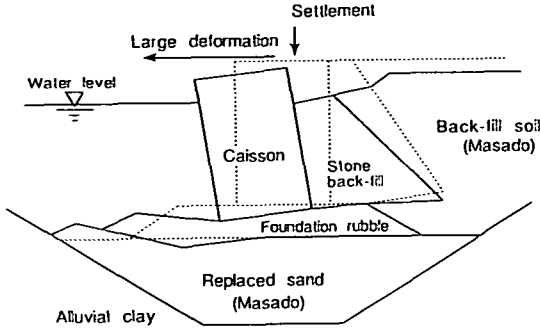


Fig.1 Typical movement of caisson quay

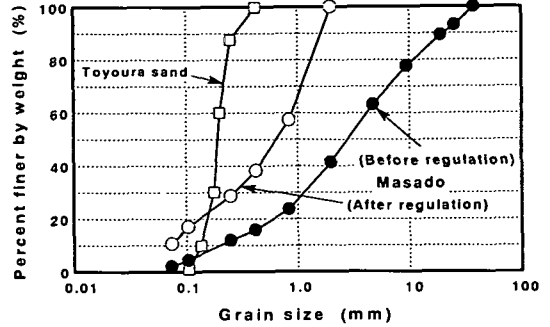


Fig.2 Grain size distribution of Rokko Masado and Toyoura sand

粒子破碎を起こし、液状化（すべり面液状化）に至ったためと結論付けている。

地震後これまでに、埋立てまさ土の被災メカニズムについて詳細な検討が行われてきたが、多くは一般の砂と同等の取り扱いによるもので、圧縮性に富む破碎性材料であるまさ土の特性を考慮したものではないように見受けられる。著者ら¹⁶⁾²¹⁾は、以前より、このような脆弱な粒子からなる破碎性土を対象に単調および繰返し三軸試験を行ってきており、そのせん断挙動を把握するにあたって、拘束圧に起因する圧縮性の影響を取り入れる必要があることを明らかにした。

本研究は、以上のことを踏まえ、破碎性土であるまさ土の圧縮特性を調べ、相対密度、拘束圧および初期せん断に着目し、静的非排水せん断特性ならびに繰返しせん断特性を調べ、それらの結果に基づき、被災したケーソン岸壁を対象に地震時安定評価を行うものである。

2. 実験方法

(1) ケーソン岸壁の被災概況と採取試料の物性

ケーソン岸壁の被災状況は、概ね Fig.1 に示すようなものであった。被災した岸壁の多くが、海側に前傾する形がかつ数 m 水平に移動し、背面エプロンの陥没を招き、コンテナ用クレーンや港湾施設の崩壊を引き起こした。この原因としては、慣性力によるケーソンの移動、裏込め土の液状化による土圧

増加、基礎置換砂の繰返しせん断破壊などが考えられる。本研究では、これらのうち特にケーソン基礎における置換砂の初期せん断応力下における繰返しせん断破壊に主眼を置き、実験および安定解析を行った。

実験に用いた試料は、六甲アイランド北側岸壁より採取したまさ土（以後六甲まさ土と呼ぶ）である。この付近における埋立て土は、色調が灰白色を帯びており、まさ土のほか凝灰岩、砂岩、泥岩等の風化土が混入していたと報告されている¹⁰⁾²²⁾。本研究では比較のために、堅固な粒子構造を持つ豊浦標準砂についても一部同様の実験を行った。

これらの試料の粒度分布を Fig.2 に示す。まさ土は豊浦砂に比べかなり均等係数が大きく、粗粒分、細粒分を多く含むのが特徴的である。実験には精度上、礫分を除いた 2 mm ふるい通過分を試料として用いた。六甲まさ土にはかなり多くの礫分が含まれていたため、厳密には大型三軸試験機の導入により礫分を含めた試験が必要と考えられるが、まさ土の礫分と砂分が基本的に同種の鉱物組成から成るとの判断により、本実験を行った。

Table 1 には、各試料の物理的性質を示している。最大・最小間隙比は、便宜的に地盤工学会基準の方法を用いて求めたが、豊浦砂に比べ大きいものとなっている。最大・最小乾燥密度で表示すると、 $\rho_{d,max} = 1.69$ 、 $\rho_{d,min} = 1.18$ となり、現実にはまさ土は転圧等で粒子破碎を伴いながらこれ以上に締固められることから、ここでの初期密度は、粒子破碎を起こさな

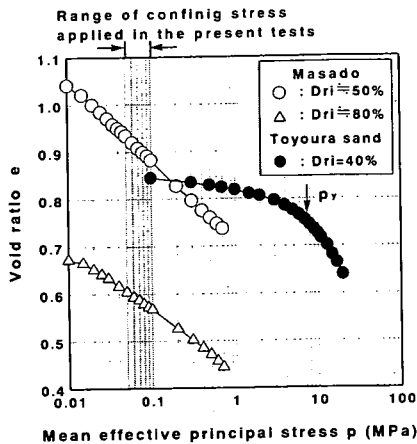


Fig.3 Isotropic compression curves for Rokko Masado and Toyoura sand

い程度のものということになる。また、液性限界 w_L ・塑性限界 w_p は、それぞれ 24.8%, 20.9%で塑性指数 I_p は 3.89 であり、弱い活性を持つものであった。

Fig.3 は、六甲まさ土および豊浦砂の三軸等方圧縮試験の結果を示すものである。まさ土については、各せん断試験の初期相対密度と同じ初期密度で行ったが、豊浦砂については初期相対密度 $Dri=40\%$ で行った結果が掲げられている。図の $e - \log p$ 曲線において、変曲点の部分を圧密降伏応力 p_y とみなし、矢印で示した。粒子の堅固な豊浦標準砂では、緩詰めであるにもかかわらず、平均有効主応力 p の変化に伴う間隙比の変化は、6MPa を越える高圧域に至るまでほとんどなく、常圧においては、圧縮性はほとんど無視できるものと考えられる。一方、破碎性土である六甲まさ土は、 $Dri=50, 80\%$ 共に明瞭な降伏点は示さないが、常圧で大きな圧縮性を示し、せん断試験で適用した拘束圧域においても顕著な間隙比の変化が認められる。このように、試料土は、粒子が非常に脆弱で圧縮性に富む土であることがわかる。

(2) 実験方法

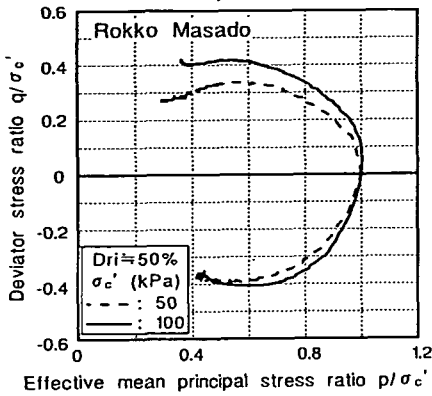
三軸供試体²⁴⁾は直径 5cm, 高さ 11cm の円筒形であり、以下の方法により作成した。六甲まさ土は、細粒分を多く含むため、空中落下や水中落下法では密度の管理や均質な供試体の作成が困難であったため、以下の方法によった。すなわち、乾燥した試料を漏斗を用いて、まずできるだけ低い位置からモールド内にゆる詰め状態で充填した後、次に木槌でモールド側壁に打撃を加え、所定の密度を作成するものである。供試体の初期相対密度 (Dri) は、50%

と 80% の 2 種類とした。

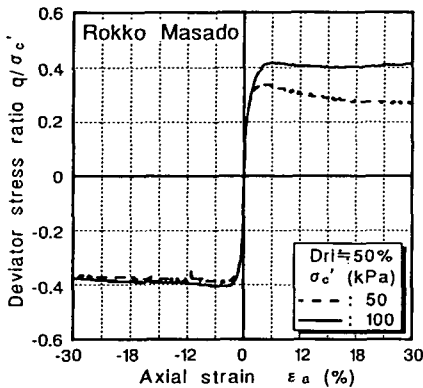
次に、飽和供試体を作成するために、三軸室にセットした供試体内に炭酸ガス (CO_2) を注入し、脱気水を通水し、背圧 100kPa を与えて、 B 値 0.96 以上を確認した。その後、所定の拘束圧で等方および異方圧密 (初期せん断応力比 $\sigma'_s/2\sigma'_c=0.1, 0.2, 0.4$) を行い、非排水で単調および繰返しせん断試験を行った。三軸単調せん断試験は、側圧一定下で、ひずみ速度 0.1%/min のひずみ制御により圧縮および伸張へ荷重を加えることにより行った。一方、繰返し三軸せん断試験は、空圧荷重式の試験機を用い、周波数 0.1Hz の荷重制御で正弦波荷重を荷重することにより行った。本論文で用いる応力パラメータ p 、および q は、それぞれ平均有効主応力 $p = (\sigma'_a + 2\sigma'_r)/3$ および軸差応力 $q = \sigma'_a - \sigma'_r$ である。なお、本文では、圧密終了時の平均有効主応力を σ'_c 、異方圧密後の初期軸差応力を σ'_s 、繰返しせん断試験における繰返し軸差応力振幅を σ'_d とそれぞれ表している。

3. 等方圧密下の非排水単調および繰返しせん断特性

六甲まさ土の非排水単調せん断特性に及ぼす初期拘束圧の影響を見るため、拘束圧をそれぞれ $\sigma'_c=50, 100kPa$ で等方圧密後、非排水単調荷重圧縮および伸張試験を行った。Fig.4(a), (b)に $Dri=50\%$ 、Fig.5(a), (b)に $Dri=80\%$ の六甲まさ土の有効応力経路、軸差応力比・軸ひずみ関係をそれぞれ示す。ここでは、拘束圧の影響をより明確に見るため、それぞれの軸差応力 q 、平均有効主応力 p を初期平均有効拘束圧 σ'_c で正規化して表している。Fig.4(a), (b)において、 $Dri=50\%$ の六甲まさ土のせん断挙動に着目すると、圧縮・伸張側共に拘束圧によらず、ピーク応力を示した後明確な変相点²⁴⁾は見られず、ひずみ軟化および顕著な有効応力の低下を示し、最終的に *steady state*^{24),25)}に至っている様子が認められる。また、*steady state*における軸差応力比は、圧縮側では拘束圧の増加に伴い大きくなっているが、伸張側では、拘束圧によらずほぼ同じ大きさを示している。一方、Fig.5(a), (b)に掲げた $Dri=80\%$ の試料においては、圧縮側では拘束圧によらずほぼ同じ挙動を示し、変相点を迎えた後、若干のひずみ硬化挙動となるものの、一般的な密詰め砂ほどの顕著な硬化は示さず低い強度でもって *steady state* に至っている。伸張側では、 $\sigma'_c=50kPa$ の場合せん断挙動は圧縮側と類似しているが、 $\sigma'_c=100kPa$ では、ひずみ軟化挙動の後 *steady state* に至るとい挙動となっている。こ



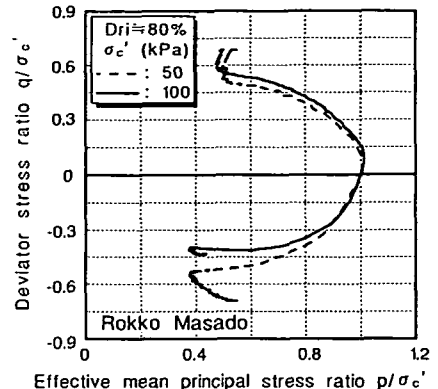
(a) Normalized effective stress paths



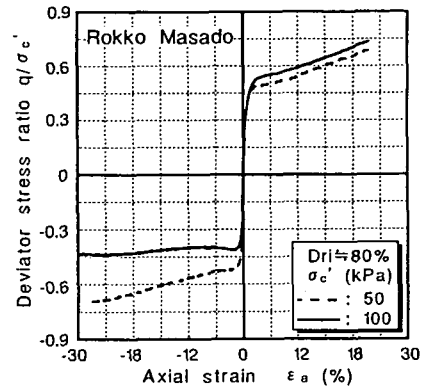
(b) Normalized stress strain curves

Fig.4 Normalized effective stress paths and stress strain curves for isotropically consolidated Masado ($D_{ri} = 50\%$)

で、静的せん断特性に及ぼす初期相対密度の影響を見るために、ゆる詰めおよび密詰めの両者の結果を掲げ比較を行った。Fig.6(a), (b)は $\sigma'_{c0}=50\text{kPa}$ について、Fig.7(a), (b)は $\sigma'_{c0}=100\text{kPa}$ についての結果をそれぞれ示すものである。Fig.6の $\sigma'_{c0}=50\text{kPa}$ については、せん断挙動におよぼす相対密度の影響が圧縮・伸張ともに現れているが、Fig.7の $\sigma'_{c0}=100\text{kPa}$ の場合、圧縮側では相対密度の影響が現れているものの、伸張側では、挙動にほとんど差は見られない。さらに、図中に示した $D_{ri}=70\%$ の豊浦砂のせん断挙動と比較すると、豊浦砂のような粒子の堅固な砂のせん断特性は、より *dilative* な挙動を示し大きなせん断強度を発揮していくが、六甲まさ土については、 $D_{ri}=50\%$ では拘束圧によらず *contractive* な挙動を示し、 $D_{ri}=80\%$ の場合でもさほど *dilative* な挙動が現れず、密詰めであるにも拘わらず、せん断強度があまり発揮されていないことが認められ、脆弱な粒子構成からなる土のせん断挙動を表しているものと考



(a) Normalized effective stress paths



(b) Normalized stress strain curves

Fig.5 Normalized effective stress paths and stress strain curves for isotropically consolidated Masado ($D_{ri} = 80\%$)

えられる。
次に、非排水繰返し三軸試験により得られた液状化強度について示す。軸ひずみ両振幅 $DA=5\%$ の発生を液状化と定義し、液状化に至るに必要な繰返し応力比 $\sigma_d/2\sigma'_{c0}$ と繰返し回数 N の関係をそれぞれ相対密度・拘束圧をパラメータとして、Fig.8, 9にまとめた。図中には比較のため $D_{ri} = 50, 70, 90\%$ の豊浦砂の結果についても示している。まず、Fig.8の拘束圧 $\sigma'_{c0}=100\text{kPa}$ における相対密度 $D_{ri}=50, 80\%$ のそれぞれの液状化強度曲線の比較により、 $D_{ri}=80\%$ の曲線の方が $D_{ri}=50\%$ のものより若干上方に位置しているが、初期相対密度の違いに対して液状化強度の違いがさほど顕著でないことが認められる。これは、ここで用いた最大・最小密度の規定が堅固な粒子から成る砂に対するものであり、この方法によればまさ土の最大密度は、 $\rho_{d,max}=1.69$ であり、まさ土地盤にしてはさほど高い密度ではないことに依る。実際にはまさ土地盤は突き固めなどで粒

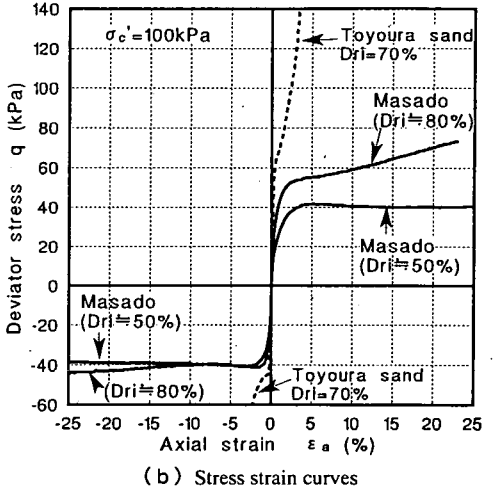
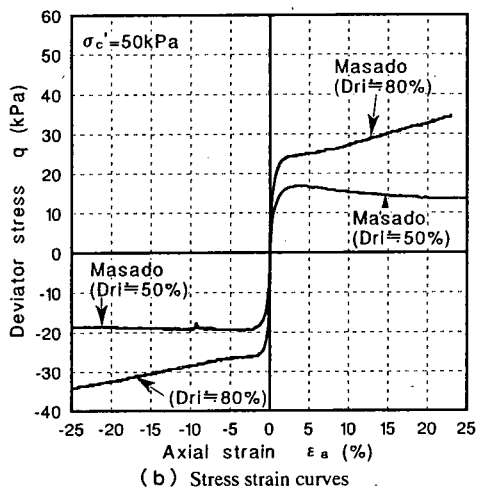
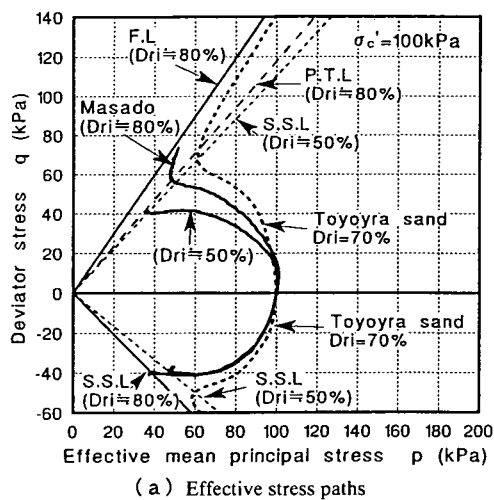
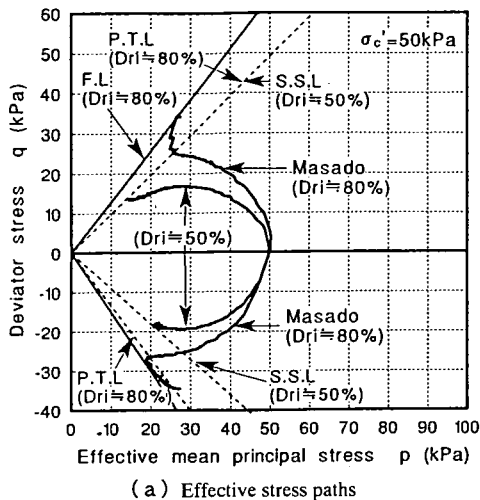
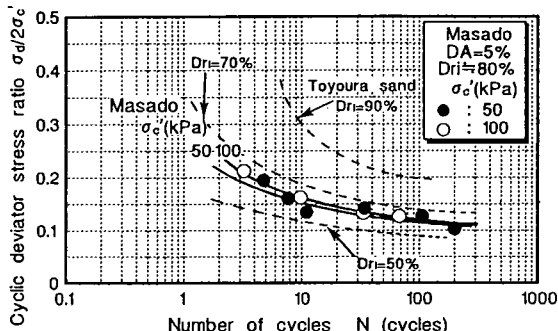
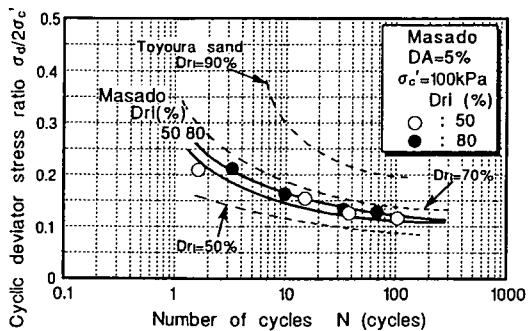


Fig.6 Effective stress paths and stress strain curves for isotropically consolidated Masado ($\sigma'_c = 50 \text{ kPa}$)

Fig.7 Effective stress paths and stress strain curves for isotropically consolidated Masado ($\sigma'_c = 100 \text{ kPa}$)



子を破碎させることにより、相対密度 100%を越える高い密度が確保されるものと考えられる。埋立て地盤では、海中での締固めが困難であることから、

本研究では相対密度 100%以下に対する検討を行った。本実験におけるまさ土の液化化強度は、両密度ともに豊浦砂の $D_{ri}=50\sim70\%$ の間に位置する程度の

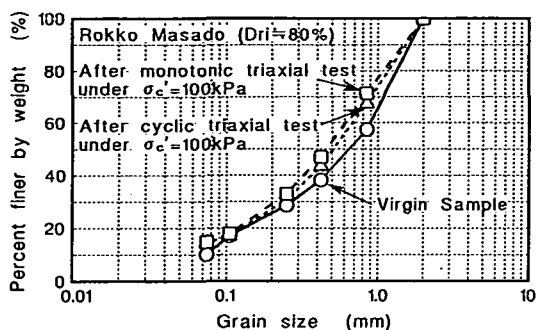


Fig.10 Grain size distribution before and after tests

ものであり、さほど高いものではないことがわかる。これは、繰返し三軸試験による液状化強度が単調せん断による伸張側の強度と関連がある²⁶⁾と考えられることから、Fig.6, 7に見られたような伸張側の強度が相対密度に依存していないことと対応した結果と判断される。Fig.9において、 $D_{ri}=80\%$ の六甲まさ土の液状化強度に及ぼす拘束圧の影響を調べてみると、 $\sigma'_c=100\text{kPa}$ の液状化強度曲線の方が $\sigma'_c=50\text{kPa}$ のものよりわずかに上方に位置しているが、両者にさほどの違いは認められない。

このように、初期相対密度や拘束圧の違いに対して静的および動的せん断挙動が類似の挙動となるのは、Fig.3に掲げた試料土の等方圧縮曲線において、両初期相対密度ともに実験に適用した初期有効拘束圧が、降伏点よりはるかに大きい位置に存在しており、いずれの初期状態にあっても一様に粒子破碎を伴う正規圧密の状態にあったためと推察される。初期拘束圧 $\sigma'_c=100\text{kPa}$ での単調および繰返しせん断試験後の試料と初期試料の粒度曲線の比較をFig.10に示している。試験後の試料には単調および繰返しせん断試験によらずほぼ一様の土粒子の破碎による粒度成分の増加が認められる。

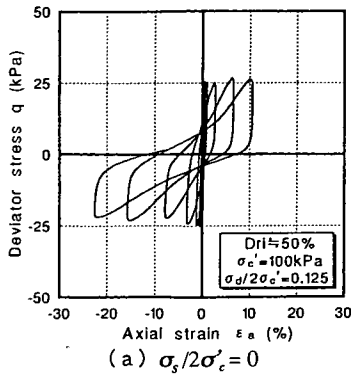
4. 初期せん断応力下の非排水繰返しせん断特性

六甲まさ土の非排水繰返し三軸試験を、初期相対密度 $D_{ri}=50, 80\%$ について、初期有効拘束圧 $\sigma'_c=100\text{kPa}$ の条件で、種々の初期せん断応力下で行った。Fig.11(a)~(c), Fig.12(a)~(c)は、それぞれ初期相対密度 $D_{ri}=50, 80\%$ の六甲まさ土における初期せん断応力比 $\sigma_s/2\sigma'_c=0, 0.1, 0.2$ についての代表的な軸差応力・軸ひずみ関係を示す。 $D_{ri}=50, 80\%$ の初期せん断応力比 $\sigma_s/2\sigma'_c=0$ (等方圧密)においては、ひずみの発達には伸張側に卓越しているが、圧縮側にもかなりのひずみが生じており、比較的等方的

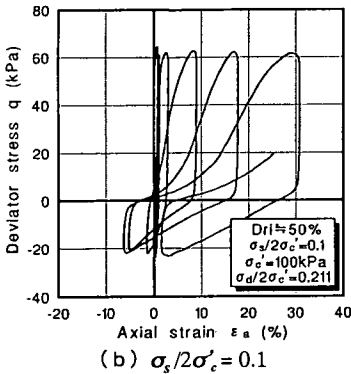
なひずみの発達性状を表している。これは豊浦砂のとりわけ密な性状とは大いに異なるものである。初期せん断応力比 $\sigma_s/2\sigma'_c=0.1$ においても、サイクリックな軸ひずみの発達により最終的に破壊に至っている。一方、初期せん断応力比 $\sigma_s/2\sigma'_c=0.2$ では、繰返し応力比 $\sigma_d/2\sigma'_c <$ 初期せん断応力比 $\sigma_s/2\sigma'_c$ となる片振りの繰返し応力下においても、ゆる詰め、密詰め共に圧縮側にひずみが漸増して行き、最終的に大きな残留ひずみとなって破壊に至っている。これは、豊浦砂では見られないもの²⁶⁾であり、むしろ粘土に近い現象²⁷⁾である。

次に、これらに対応した有効応力径路をFig.13(a)~(c), Fig.14(a)~(c)に掲げた。初期せん断応力比 $\sigma_s/2\sigma'_c=0, 0.1$ では、比較的少ない回数で、有効応力0の完全液状化に至っており、軸差応力・軸ひずみ関係を裏付ける結果となっている。一方、初期せん断応力比 $\sigma_s/2\sigma'_c=0.2$ では、過剰間隙水圧の発生により有効応力は減少しているものの、完全液状化には至っていない。繰返し応力比 $\sigma_d/2\sigma'_c <$ 初期せん断応力比 $\sigma_s/2\sigma'_c$ となるような片振り応力条件下では、繰返しせん断により有効応力が減少し、有効応力径路が破壊線に至って繰返しせん断破壊を起こしていることが認められる。井合²⁸⁾やInagakiら²⁹⁾は、振動台模型実験でケーソン直下の置換砂に用いられたまさ土は完全液状化を起こさないが、大変形を生じるという結果を示しており、本報告での要素試験における破壊形態は、それを裏付けるものと考えられる。

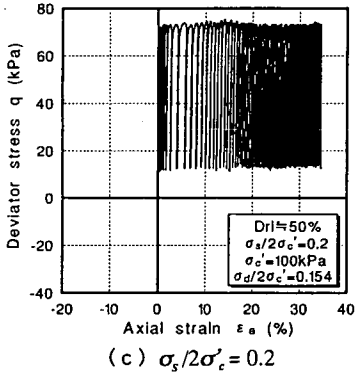
初期せん断応力下での繰返しせん断による破壊は必ずしも完全液状化ではなく、特に片振り応力下では、繰返しせん断破壊に至ることを述べたが、対応するひずみも初期せん断応力の作用方向に残留する形で発達していく。そこで、初期せん断応力下の破壊を統一的に表すためにFig.15に示すようにピーク軸ひずみ ϵ_p が5%発生するときを繰返しせん断破壊と定義した²⁸⁾。ピーク軸ひずみ5%を破壊とした理由は、初期せん断応力のない状態での液状化破壊を軸ひずみ両振幅 $DA=5\%$ で与えたことに対応するものであり、このピーク軸ひずみ付近を越えるとひずみは急速に増大し、供試体がせん断破壊に至ったことによる。この定義に基づき六甲まさ土の繰返しせん断破壊に至るに必要な繰返し応力比 $\sigma_d/2\sigma'_c$ と繰返し回数 N の関係を相対密度 $D_{ri}=50, 80\%$ についてFig.16, 17にそれぞれ示した。両図において、繰返しせん断強度は、初期せん断応力比 $\sigma_s/2\sigma'_c=0 \sim 0.1$ にかけて若干増加傾向となるものの、初期せん断の増加に伴い大きく低下している様子が認められる。Fig.18には、これら2つの初期相対密度につ



(a) $\sigma_s/2\sigma'_c = 0$



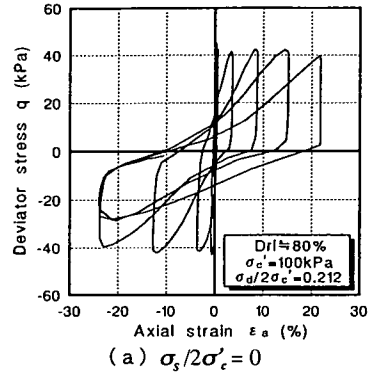
(b) $\sigma_s/2\sigma'_c = 0.1$



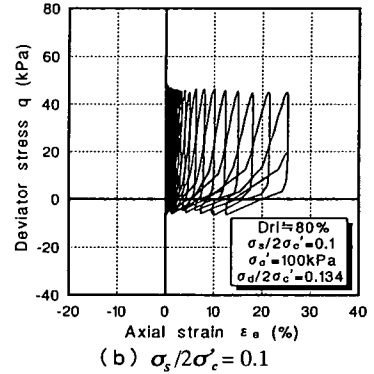
(c) $\sigma_s/2\sigma'_c = 0.2$

Fig.11 Typical cyclic stress strain curves for anisotropically consolidated Masado ($Dri = 50\%$)

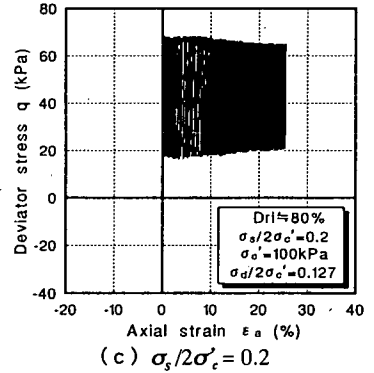
いて、繰返しせん断強度におよぼす初期せん断応力の影響を見るために、繰返し回数 20 回におけるピーク軸ひずみ $\epsilon_a = 5\%$ に至るに必要な繰返し応力比 $(\sigma_d/2\sigma'_c)_{20}$ と初期せん断応力比 $\sigma_s/2\sigma'_c$ の関係をまとめた。また、図中には豊浦砂の結果も併記している。六甲まさ土においては、初期せん断応力の増加に伴い、繰返し応力の伸張側への反転がある領域では、強度は若干増加するものの、応力の反転が無い領域では、逆に大きく減少していく様子が認められる。また、 $Dri=80\%$ の強度が $Dri=50\%$ のものより若干高いが、豊浦砂のような明確な強度増は見られない。特に、 $Dri=80\%$ の密詰め六甲まさ土においては、



(a) $\sigma_s/2\sigma'_c = 0$



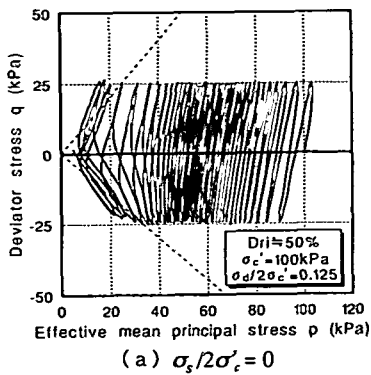
(b) $\sigma_s/2\sigma'_c = 0.1$



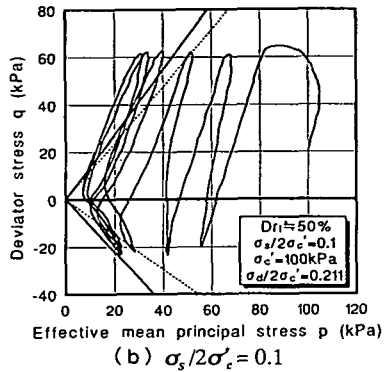
(c) $\sigma_s/2\sigma'_c = 0.2$

Fig.12 Typical cyclic stress strain curves for anisotropically consolidated Masado ($Dri = 80\%$)

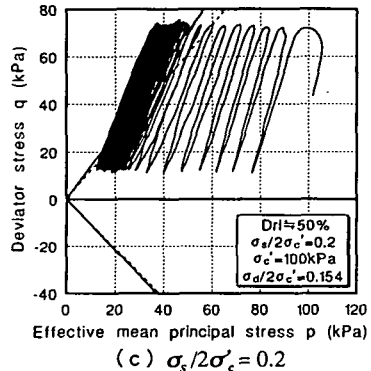
密詰め豊浦砂とは全く異なる強度特性を示していることが明らかである。このような挙動について、脆弱な粒子を持つカーボネイト砂においても同様な知見²⁰⁾が得られており、破碎性土の挙動の特徴の一つであると考えられる。以上のことから、特に大きな初期せん断応力が作用するような重力式構造物基礎地盤においては、このような破碎性土の地震時安定性が懸念される結果となった。



(a) $\sigma_s/2\sigma'_c = 0$



(b) $\sigma_s/2\sigma'_c = 0.1$

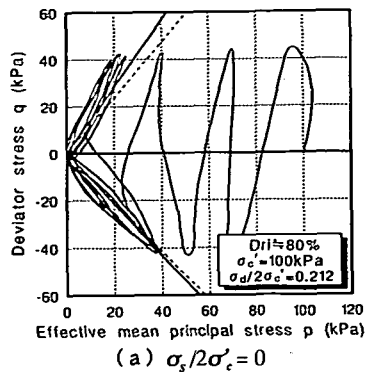


(c) $\sigma_s/2\sigma'_c = 0.2$

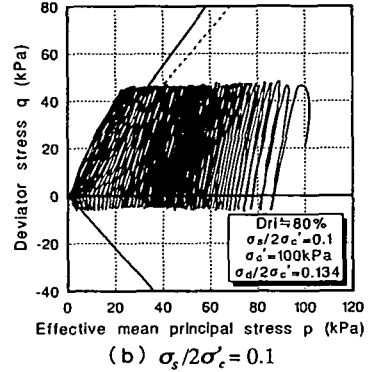
Fig.13 Typical effective stress paths for anisotropically consolidated Masado ($Dri = 50\%$)

5. ケーソン岸壁および周辺埋立てまさ土地盤の地震時安定解析

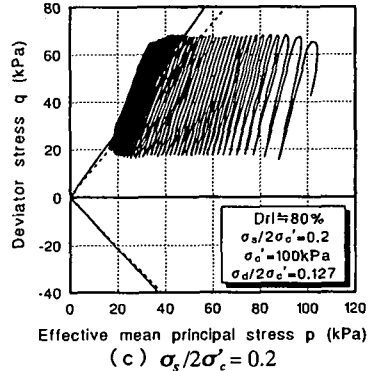
4. で得られた種々の初期せん断応力下におけるまさ土の動的強度を導入し、被災したケーソン岸壁を対象に地震時安定解析を行った。解析手法は、著者ら^{29),30)}によって提案された、修正フェレニウス法に震度法を適用した円弧すべり解析である。この解析の特徴は、Ishihara ら³¹⁾および古賀・松尾ら³²⁾によって示された常時の最小すべり面(潜在すべり面)に基づいた地震時安定解析とは異なり、常時の潜在すべり面にとらわれず、4. で



(a) $\sigma_s/2\sigma'_c = 0$



(b) $\sigma_s/2\sigma'_c = 0.1$



(c) $\sigma_s/2\sigma'_c = 0.2$

Fig.14 Typical effective stress paths for anisotropically consolidated Masado ($Dri = 80\%$)

得られた結果を基に、初期せん断応力と繰返しせん断応力の組み合わせから、最小すべり面を見だし、地震時の護岸構造物の安定性の検討を行うものである。その概要を Fig.19 に示す。図中設定されたすべり面の滑動力 R は、それぞれ式(1), (2)に示す自重によって発生するせん断力と地震によって生じるせん断力の和として用いる。

・仮想すべり面に作用する初期せん断応力比

$$\frac{\sigma_s}{\sigma'_c} = \frac{\sum W \cdot \sin \alpha / \sum l}{\sum W \cdot \cos \alpha / \sum l} = \frac{\sum W \cdot \sin \alpha}{\sum W \cdot \cos \alpha} \quad (1)$$

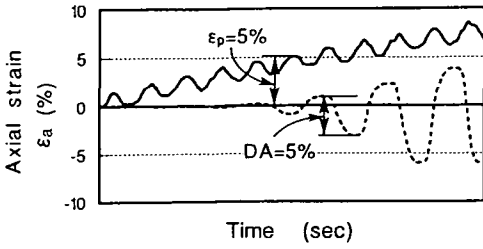


Fig.15 Schematic diagram for developing peak and double amplitude of axial strain

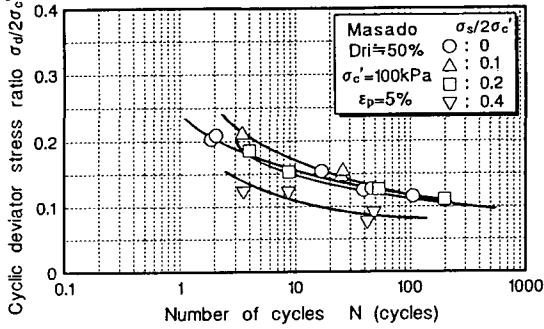


Fig.16 Cyclic strength curves defined by a magnitude of peak axial strain $\epsilon_p=5\%$ for anisotropically consolidated Masado ($Dri = 50\%$)

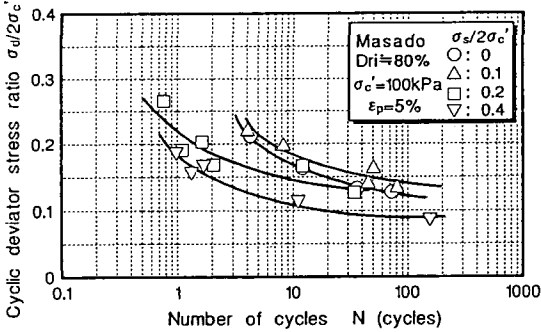


Fig.17 Cyclic strength curves defined by a magnitude of peak axial strain $\epsilon_p=5\%$ for anisotropically consolidated Masado ($Dri = 80\%$)

・ 仮想すべりに面に作用する地震時せん断応力比

$$\frac{\sigma_d}{2\sigma'_c} = \frac{k_h \cdot \sum \{W(y/r)\} / \sum l}{\sum W \cdot \cos \alpha / \sum l} = \frac{k_h \cdot \sum \{W(y/r)\}}{\sum W \cdot \sin \alpha} \quad (2)$$

・ 滑動力 R

$$R = \frac{\sigma_s}{2\sigma'_c} + \frac{\sigma_d}{2\sigma'_c} = \frac{\sigma_s + \sigma_d}{2\sigma'_c} \quad (3)$$

ただし、地震によって発生するせん断力は、鉛直方向の慣性力を無視し、水平方向のみを考え、水平

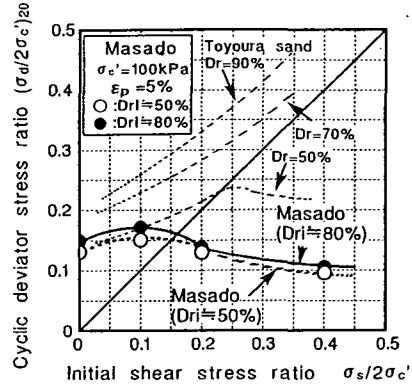


Fig.18 Relationship between normalized cyclic deviator stress and initial static deviator stress to cause $\epsilon_p=5\%$ at 20 cycles for loose and dense Masado

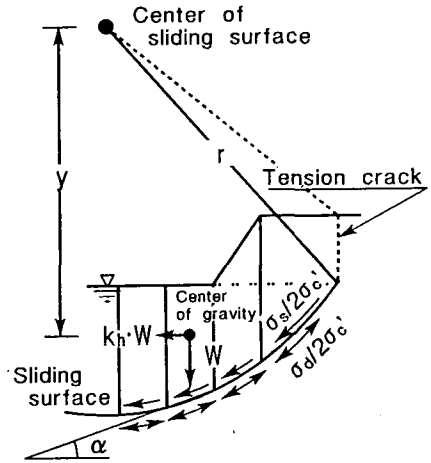


Fig.19 Model of seismic stability analysis

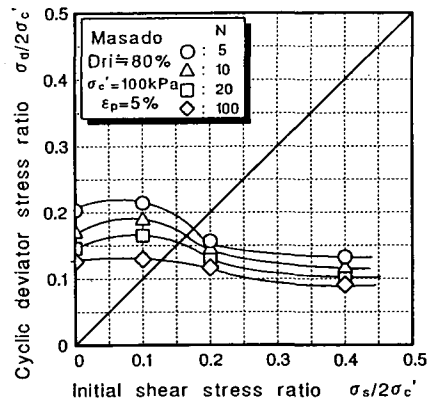


Fig.20 Relationship between normalized cyclic deviator stress and initial static deviator stress to cause $\epsilon_p=5\%$ at each number of cycles for dense Masado

Table 2 Unit weight of each layer

	γ_d (tf/m ³)	γ' (tf/m ³)
Caisson	2.10	2.10
Stone	2.00	1.00
Reclaimed sand	1.80	0.80
Replaced sand	1.80	0.80
Alluvial clay	1.60	0.60

方向地表面加速度の重力加速度に対する比である設計水平震度 k_h を媒介とし与える。

抵抗力 R_f としては、地盤内の応力状態を再現した種々の初期せん断応力下の繰返し三軸試験結果を用いる。これは、仮想すべり面内に作用している初期せん断応力と繰返し回数から得られた繰返し破壊強度となる。なお、ここでは、Fig.20 に掲げた各繰返し回数におけるピーク軸ひずみ $\epsilon_p=5\%$ に対する動的強度を次式に代入し算定している。Fig.20 の結果は、初期相対密度 $D_{ri}=80\%$ のものであるが、これは現場密度と正確に一致したものではないが、Fig.20 に示される本実験で準備した相対密度の範囲内では、動的強度が密度の影響をさほど受けなかったことにより、ここではこの密度のデータを用いた。

・抵抗力 R_f

$$R_f = \left(\frac{\sigma_s + \sigma_d}{2\sigma'_c} \right)_f \quad (4)$$

これらの滑動力と抵抗力の比を取ることで、地震時安全率 F_d を以下のように算出する。

・地震時安全率 F_d

$$F_d = \frac{\text{抵抗力}}{\text{滑動力}} = \frac{\text{初期せん断応力下の非排水繰返しせん断強度}}{\text{自重によるせん断応力 + 地震によるせん断応力}} = \frac{R_f}{R} = \frac{\left\{ (\sigma_s + \sigma_d) / 2\sigma'_c \right\}_f}{\Sigma W \cdot \sin \alpha / \Sigma W \cdot \cos \alpha + k_h \cdot \Sigma \{ W \cdot (y/r) \} / \Sigma W \cdot \cos \alpha} \quad (5)$$

解析に用いたケーソンおよび各地層の単位体積重量を Table 2 に示した。ケーソン岸壁の破壊モードは、地震時にいく種類が見られたが、ここでは、初期せん断応力の影響を調べるために、ケーソン下の置換砂のみの動的破壊を検討し、裏込めには強度を

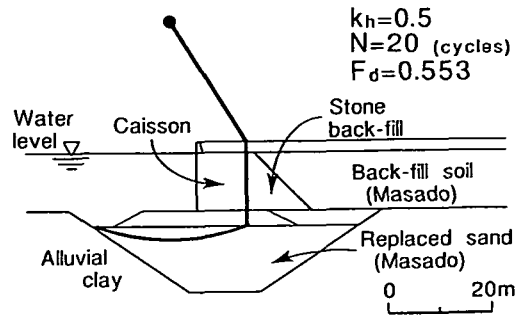


Fig.21 Typical result of seismic stability analysis

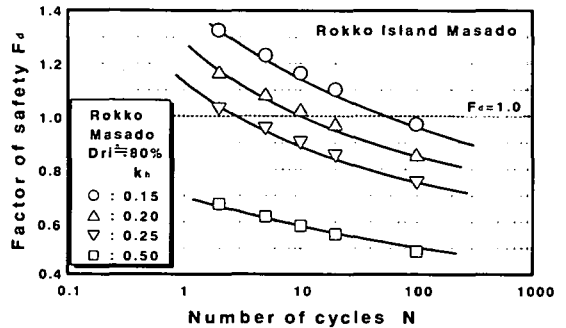


Fig.22 Relationship between factor of safety F_d and number of cycles for dense Masado

与えずテンションクラックが生じると仮定して解析を行った。設計水平震度 k_h は $k_h=0.15, 0.2, 0.25, 0.50$ をそれぞれ与え、繰返し回数を $N=2, 10, 20, 100$ 回として、それぞれの動的強度を用いて計算を行った。得られた結果として、置換砂内での最小安全率を示す円弧を Fig.21 に描いた。ここで得られた結果は、繰返し回数 20 回の繰返しせん断強度に対する地震時安全率 F_d に相当するものである。いずれの震度においてもこの図と類似の円弧が得られ、ケーソンと裏込めの境界付近にテンションクラックが生じる円弧が最小安全率を与える結果となった。実際にもケーソンが前面に移動して背後地盤と剥離した事例が多く見られた。この結果を要素試験の結果も含めて考えると、被災したケーソン岸壁の破壊の原因の 1 つとして、ケーソン基礎の置換砂として用いられた破碎性土であるまさ土がケーソンの自重による初期せん断応力の作用により動的強度が低下している中で、地震時にケーソンの大きな慣性力によりすべりせん断破壊を招いたことが挙げられる。Fig.22 は、円弧すべり解析より得られた地震時安全率 F_d と繰返し回数の関係を示したものである。阪神大震災での地震の主要動における大きな加速度の繰返し回数が 10 回以下であったことを考慮すると、図より $k_h=$

0.25以上の震度では地震時安全率 F_d は1を切る
ことがわかる。

6. 結 論

本研究は、六甲アイランドの埋立てまさ土を対象に、試料土の粒子破碎を伴う圧縮特性を調べ、相対密度、拘束圧および初期せん断応力等に注目して、静的および繰返しせん断挙動を調べたものである。さらに、実験結果をもとにケーソン岸壁周辺地盤の地震時安定性の検討を行った。本研究で得られた結果を要約すると以下の通りである。

(1) 等方圧縮下において、豊浦砂は高圧域に至るまで間隙比の変化はほとんどないが、六甲まさ土は、常圧で顕著な間隙比の低下が認められた。

(2) $D_{ri}=50\%$ の六甲まさ土における静的非排水せん断挙動は圧縮・伸張側ともに、拘束圧に拘わらず、ひずみ軟化あるいは収縮挙動が著しく、*steady state*に至った。

(3) $D_{ri}=80\%$ の密詰めまさ土の静的非排水せん断挙動において、拘束圧によらず圧縮側で変相点を経た後膨張挙動に転じ、若干のひずみ硬化挙動を示すが、伸張側での $\sigma'_c=100\text{kPa}$ では、明確な変相点は見られず、*steady state*に至った。

(4) 拘束圧 $\sigma'_c=50\text{kPa}$ の時、静的非排水せん断挙動には、圧縮・伸張ともに相対密度の影響が現れているが、拘束圧 $\sigma'_c=100\text{kPa}$ での伸張側では、相対密度の影響はほとんどなく、類似した挙動が観察された。

(5) 六甲まさ土の液状化強度は、相対密度の増加により若干増加したが、さほど顕著ではなく、相対密度にあまり影響を受けないほぼ一樣なものとなった。

(6) 拘束圧の増加に伴い、液状化強度が増加する傾向を示したが、さほど顕著ではなかった。

(7) 初期せん断応力下の非排水繰返しせん断において、六甲まさ土は、片振り応力状態においても破壊を起こした。その破壊形態は残留ひずみの蓄積による繰返しせん断破壊によるものであった。

(8) 初期せん断応力下の六甲まさ土の動的強度は、密詰め、ゆる詰め共に、初期せん断応力の増加に伴い低下する傾向を示した。

(9) 円弧すべり法を用いた地震時安定解析では、ケーソン背後から置換砂層内ですべりを生じ、概ね兵庫県南部地震時の破壊形態を裏付ける結果が得られた。また、その時の地震時安全率は $F_d=1.0$ を大きく下回るものであった。

謝辞：本研究を行うにあたり、実験および結果の整理に尽力頂いた山口大学工学部社会建設工学科技官山本修三氏、(株)宇部建設コンサルタント(元山口大学大学院)松下純子氏、山口大学大学院 楠根経年氏、元山口大学工学部 高柳和宏氏、および(株)松尾設計(元山口大学工学部)清永知子氏に深甚の謝意を表します。

参考文献

- 1) 井合進：ケーソン式岸壁の被害の特徴，土木学会誌，Vol.80, No.6, pp.46-49, 1995.
- 2) 兵動正幸，藤井照久，若槻好孝，福田直三：兵庫県南部地震におけるケーソン式岸壁の被災形態に関する一考察，第30回土質工学研究発表会講演集，Vol.1, pp.73-74, 1995.
- 3) 高橋邦夫，菊池喜昭：港湾施設の基礎の調査報告，基礎工，Vol.23, No.10, pp.95-99, 1995.
- 4) 井合進：液状化による被害(土木)，基礎工，Vol.23, No.12, pp.17-21, 1995.
- 5) Inagaki, H., Iai, S., Sugano, T., Yamazaki, H. and Inatomi, T.: Performance of caisson type quay walls at Kobe Port, *Soils and Foundations*, Special Issue, pp.119-136, 1996.
- 6) Ishihara, K., Yasuda, S. and Nagase, H.: Soil characteristics and ground damage, *Soils and Foundations*, Special Issue, pp.109-118, 1996.
- 7) Yasuda, S., Ishihara, K., Harada, K. and Shinkawa, N.: Effect of soil improvement on ground subsidence due to Liquefaction, *Soils and Foundations*, Special Issue, pp.99-107, 1996.
- 8) Towhata, I., Ghalandarzadeh, A., Sundarraj, K. P. and Vargas-Monge, W.: Dynamic failures of subsoils observed in waterfront areas, *Soils and Foundations*, Special Issue, pp.149-160, 1996.
- 9) Matuo, O.: Damage to River Dikes, *Soils and Foundations*, Special Issue, pp.235-240, 1996.
- 10) Shibata, T., Oka, F. and Ozawa, Y.: Characteristics of ground deformation due to liquefaction, *Soils and Foundations*, Special Issue, pp.65-80, 1996.
- 11) Hamada, M., Isoyama, R. and Wakamatsu, K.: Liquefaction-induced ground displacement and its related damage to lifeline facilities, *Soils and Foundations*, Special Issue, pp.65-80, 1996.
- 12) Sassa, K., Fukuoka, H., Scarascia-Mugnozza, G. and Evans, S.: Earthquake-induced-landslides: distribution, motion and mechanisms, *Soils and Foundations*, Special Issue, pp.53-64, 1996.
- 13) 佐々恭二：西宮市仁川で発生した地震時高速地すべり，土と基礎，Vol.44, No.2, pp.83-85, 1996.
- 14) 善功企，山崎浩之：埋立地に用いたまさ土の液状化特性，土と基礎，Vol.44, No.2, pp.60-63, 1996.
- 15) 森田悠紀雄：神戸の埋立土は液体のようになったのだろうか，土木学会誌，Vol.80, No.12, pp.33-34, 1995.
- 16) 村田秀一，兵動正幸，安福規之：風化度に注目した乱さないまさ土の圧縮・せん断特性，土木学会論文

- 集, No.382/Ⅲ-7, pp.131-140, 1987.
- 17) 岡林巧, 兵動正幸, 安福規之, 村田秀一: 乱した一次しらすの非排水単調および繰返しせん断挙動, 土木学会論文集, No.499/Ⅲ-28, pp.97-106, 1994.
 - 18) Hyodo, M., Hyde, A. F. L. and Konami, T.: Cyclic shear behavior of crushable carbonate sand, *BOSS'94*, pp.205-216, 1994.
 - 19) 兵動正幸, 安福規之, 村田秀一, 山本陽一, 丸山浩史: まさ土の液状化特性に及ぼす拘束圧の影響, 第26回土質工学研究発表会講演集, Vol.1, pp.841-842, 1991.
 - 20) 兵動正幸, 荒牧憲隆, 村田秀一, 伊藤雅之, 徳原裕輝: カーボネイト砂の動的強度特性に及ぼす初期せん断応力の影響, 第30回土質工学研究発表会講演集, Vol.2, pp.861-862, 1995.
 - 21) 兵動正幸, 荒牧憲隆, 岡林巧, 中田幸男, 村田秀一: 破碎性土の定常状態と液状化強度, 土木学会論文集, No.554/Ⅲ-37, pp.197-209, 1996.
 - 22) 片上典久, 齊藤邦夫, 小川富美子, 中村明彦: 液状化で噴出した砂の物理特性(兵庫県南部地震による災害), 第30回土質工学研究発表会講演集, Vol.1, pp.67-68, 1995.
 - 23) Ishihara, K., Tatsuoka, F. and Yasuda, S.: Undrained deformation and liquefaction of sand under cyclic stress, *Soils and Foundations*, Vol.15, No.1, pp.29-44, 1975.
 - 24) Poulos, S.J., Castro, G. and France, J.W.: Liquefaction evaluation procedure, *Proc. ASCE*, Vol.11, No.GT.6, pp.772-792, 1985.
 - 25) Ishihara, K.: Liquefaction and flow deformation failure during earthquakes, *Géotechnique* Vol.43, No.3, pp.351-415, 1994.
 - 26) Hyodo, M., Tanimizu, H., Yasufuku, N. and Murata, H.: Undrained cyclic and monotonic triaxial behavior of saturated loose sand, *Soils and Foundations*, Vol.34, No.1, pp.19-32, 1994.
 - 27) Hyodo, M., Yamamoto, Y. and Sugiyama, M.: Undrained cyclic shear behavior of normally consolidated clay subjected to initial static shear stress, *Soils and Foundations*, Vol.34, No.4, pp.1-11, 1994.
 - 28) 荒牧憲隆, 兵動正幸, 徳原裕輝, 村田秀一, 中田幸男: 地震時における六甲アイランド埋立てまさ土の液状化特性, 山口大学工学部研究報告, 第47巻, 第1号, pp.67-77, 1996.
 - 29) 藤井照久, 兵動正幸, 村田秀一, 福田直三: 初期せん断応力下の粘性土地盤の地震時安定性, 第9回日本地震工学シンポジウム論文集, pp.811-816, 1994.
 - 30) 藤井照久, 兵動正幸, 山本陽一, 福田直三: 粘土地盤上の地震時安定性の検討, 粘性土の動的性質に関するシンポジウム論文集, pp.227-232, 1995.
 - 31) Ishihara, K., Yasuda, S. and Yoshida, Y.: Liquefaction-induced flow failure of embankments and residual strength of silty sands, *Soils and Foundations*, Vol.30, No.3, pp.69-80, 1990.
 - 32) 古賀泰之, 松尾修: 震度法すべり面計算法に用いる土の動的強度に関する考察, 第21回土質工学研究発表会講演集, Vol.1, pp.867-870, 1990.

(1996. 8. 26 受付)

UNDRAINED CYCLIC SHEAR CHARACTERISTICS OF DECOMPOSED GRANITE SOIL IN ROKKO ISLAND

Masayuki HYODO, Noritaka ARAMAKI, Yuuki TOKUHARA, Shinji KIKUCHI,
Yukio NAKATA and Hidekazu MURATA

The monotonic and cyclic triaxial tests were performed on reclaimed sands sampled from Kobe Rokko Island. The effect of both confining pressure and relative density on the shear property of the soil has been considered. The research presented here was performed in order to understand the effect of soil compressibility and crushability on the monotonic and cyclic undrained shear behavior of soil. In addition, the cyclic triaxial tests on anisotropically consolidated samples were carried out for various combinations of initial static and cyclic shear stresses which are those expected on soil elements subjected to cyclic loading in the vicinity of quay walls which were damaged by earthquake. The cyclic shear strength tended to decrease with increasing initial shear stress. It was the opposite tendency from that for Toyoura sand. The quay wall based on the decomposed granite soil as a replaced sand was analyzed by a seismic circular arc method. The cyclic strength obtained by the tests were introduced into the analysis. The analytical result reasonably agrees with the actual damage case history.