

まさ土の液状化抵抗の特殊性

風間基樹¹・加賀谷俊和²・柳澤栄司³

¹正会員 博士(工学) 東北大学大学院助教授 土木工学専攻 (〒980-8579 仙台市青葉区荒巻字青葉06)

²正会員 工修 運輸省港湾局(元・東北大学大学院) (〒100-8989 東京都千代田区霞ヶ関2-1-3)

³フェロー会員 工博 東北大学大学院教授 土木工学専攻 (〒980-8579 仙台市青葉区荒巻字青葉06)

本研究は、まさ土の液状化抵抗の特殊性を粒径のそろった“きれいな砂”である豊浦砂との対比で検討したものである。液状化抵抗を表す指標としては、非排水条件下での定ひずみ振幅ステップ载荷試験から得られる累積損失エネルギー量を用いている。著者らによって提案されている同指標は、地盤材料の靱性を考慮できる液状化抵抗の評価指標である。まさ土の液状化抵抗に影響を及ぼす要因として細粒分の存在と破碎性の影響を検討した。更に、埋立て材料としての観点から、締固めによる液状化抵抗の改善効果も評価した。一連の繰返しせん断試験結果からまさ土の液状化抵抗が豊浦砂に比べて密度依存性が小さいこと、粗粒分の土粒子に付着した細粒分が液状化抵抗に重要な役割を果たしていることを明らかにした。

Key Words: *liquefaction resistance, energy dissipation capacity, strain controlled cyclic triaxial test, step-loading test, decomposed granite soil, Masado, fines*

1. はじめに

近年、都市機能の肥大化に伴い、巨大な人工島やウォーターフロント部における開発など水域の埋立に関するプロジェクトが積極的に進められている。水域における埋立工事では埋立土砂の密度管理が難しいことなどから軟弱な地盤が形成されることが多く、このような砂質土系の埋立地盤は強震により液状化する可能性が高い。現在、同地盤に立地される重要施設の保全にあたっては液状化の検討が不可欠となっている。

1995年兵庫県南部地震では、都市直下活断層から射出された強震動により、人工島を初めとした埋立地で大規模な液状化が発生し、水際線構造物、ライフライン施設等に甚大な被害を及ぼした。震災後、噴砂や被害状況の調査から埋立土砂として用いられたまさ土が液状化したことが明らかになった。まさ土は花崗岩の風化残積土であることから分級作用を受けておらず、細粒分から礫分までの粒子が混在することで知られている。従来このような粒度分布を持つ土は液状化しにくい土として分類され、液状化の検討対象から除外されてきた経緯がある。まさ土の液状化は現行の液状化判定法の再検討を促すものとなった。

本研究では、これまで主に液状化の研究対象とされてきた“きれいな砂”との違いを念頭に置きながら、阪神大震災のようないわゆるレベル2地震動にも適用

可能な新しい概念に基づいた液状化抵抗の評価方法を用いて、まさ土の液状化抵抗の特殊性を明らかにするものである。本研究の具体的な検討項目は、1) まさ土と“きれいな砂”の液状化抵抗の違いを靱性の観点から明らかにすること、2) まさ土の液状化抵抗に及ぼす細粒分や粒子破碎性の影響を明らかにすることである。

2. 既往の研究

本研究で対象とするまさ土は、いわゆる特殊土として取り扱われ、これまで斜面崩壊などの危険性が高い土として研究されてきた。昭和30年代から神戸市を含めまさ土が分布する各地域で臨海地域の埋立を初めとした大規模な開発が行われるようになり、まさ土の工学的性質が研究されるようになった。しかし、その繰返しせん断特性については粒度分布が良いという理由から、阪神大震災前に行われた研究は少ない^{1), 2), 3)}。ここではまず、既往の研究で明らかにされているまさ土の基本的な性質について述べる。次に、震災以降に実施された調査・研究から得られたまさ土の液状化特性に関する知見をまとめ、これと併せてその液状化特性に影響を与えていると考えられる細粒分や礫分、破碎性の影響、埋立

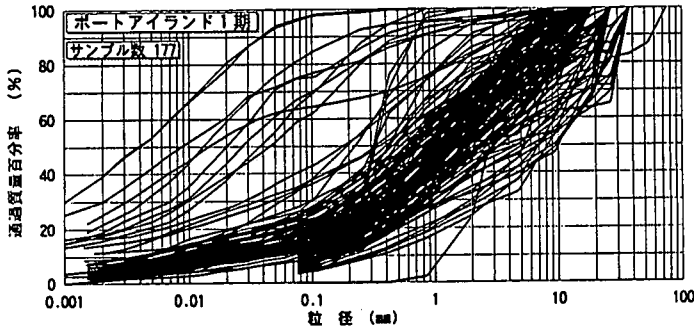


図-1 ポートアイランドの埋立材粒度分布 (文献7から転載)

表-1 まさ土と“きれいな砂”の基本的性質の比較^{4),5)}

	性質項目	まさ土	沖積砂
一次的性質	土粒子の鉱物種 土粒子の比重 粒度, 粒形	質的变化が多い 不均一である 変化しやすい	質的变化少ない 均一である
二次的性質	含水比, 間隙比 飽和度	土と土粒子の 関係が複雑	教科書のモデル が適応できる
工学的性質	透水性, 強度 圧縮性 締固め特性	一次的性質と 二次的性質が 重要である	主に二次的性質 に依存する

材として考えた場合の締固め特性等の影響に関する知見について整理する。

(1)まさ土の基本的性質に関する研究

まさ土は花崗岩質岩石の結晶性深成岩、およびこれと同質の片麻岩が風化してその場所に残留している残積土および、これからもたらされた崩積土などである^{4),5)}。風化残積土であるから、風化の程度によって石に近いものからシルト、粘土のような細粒分までの広い範囲のものが含まれる。また、風化の程度によって粒径はもちろん、土のせん断強さや透水性が異なることが知られている。これについては表-1のように沖積砂などの“きれいな砂”と比較することで理解することができる。Nishida⁶⁾によれば、きれいな砂は工学的性質が主として二次的要素に支配されるのに対し、まさ土は二次的要素に加えて一次的要素が大きな役割を果たす。一次的要素が工学的性質に及ぼす影響は、土粒子破碎に起因する圧縮性、締固め特性、水浸による強度低下などであり、これらは土粒子の一次的性質が他の土と基本的に異なるためである。従って、まさ土の特性としては土粒子の鉱物組成と風化度が特に重要であるが、この風化の程度を判定する一つの方法として強熱減量の測定が有効である。これは風化の進んだまさ土

が結晶水を多く含む粘土鉱物を含んでいることに着目して、この結晶水の多少から風化の程度を推定するものである。村田⁶⁾は、各種実験からこの指標がまさ土の力学的性質との対応に優れていることを示した。

(2)まさ土の液状化特性に関する研究

a) まさ土の液状化被害^{7),8),9)}

1995年兵庫県南部地震において、まさ土による埋立地盤である神戸ポートアイランドでは、ほぼ全域に渡って液状化が発生した。六甲アイランドでも、まさ土を埋立材料とした北部の港湾機能用地において噴砂が発生したが、神戸層群などを埋立材料とした他の地域での噴砂は少なかったと報告されている。神戸ポートアイランドの埋立に用いられた埋立材の粒度分布を図-1に示す。ポートアイランドと六甲アイランドの北部の埋立に用いられたまさ土は黒雲母花崗岩類が風化したものでかなり細粒化が進んでいる。また、液状化による地盤沈下は両人工島の未改良地盤で40cm余り発生した。この未改良地盤における地盤沈下は液状化層の層厚を約16mとすると体積ひずみにして約3%程度となる。一方、液状化対策としてロッドコンパクション等の締固めによる地盤改良を施した地域では地盤沈下が生じなかったと報告されている。

b) 乱さないまさ土の液状化強度

1995年兵庫県南部地震以降、まさ土の液状化にかかわる調査・研究が活発に行われてきた。その成果の多くは、一定応力振幅の液状化試験により得られた液状化強度曲線を基にして議論を展開している。

善ら¹⁰⁾やHatanaka et al.¹¹⁾は凍結サンプリングから得られた未改良地盤の乱さないφ30cm×60cm、φ15cm×30cmの試料に対して非排水繰返し三軸試験を行い、乱さないまさ土の液状化強度を求めた。これらの結果によれば、埋立まさ土の液状化強度は乱した試料より乱さない試料の方が若干大きいもの

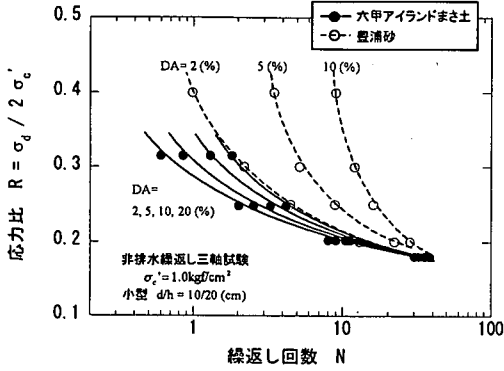


図-2 まさ土と豊浦砂の非排水繰返しせん断時のひずみの発の比較 (文献15よりトレース)

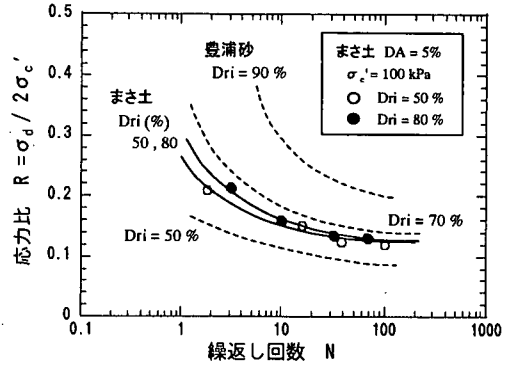


図-3 まさ土と豊浦砂の液状化強度曲線と相対密度 (文献17よりトレース)

のその差は小さいこと、相対密度70%の豊浦砂の液状化強度とほぼ等しいことが示されている。礫分が多く含まれているにもかかわらず液状化強度はそれほど大きくないことも一つの特徴とされている。

締固めなどによる地盤改良が行われた地点から採取された乱さない試料についても阪神淡路大震災地盤調査研究会による調査¹²⁾を初めとして多くの研究が行われている。調査結果によれば改良地盤のまさ土のN値は非改良地盤のものに比べてと全深さにわたって大きくなっている。改良効果はN値の増加として現れているが、排水三軸圧縮試験で得られた内部摩擦角に変化はみられないようである。非排水三軸圧縮試験を行った結果によれば、改良地盤のまさ土はせん断初期からダイラティブな特性が卓越しているのに対して非改良地盤はコントラクティブな特性が卓越し、この点が両者の液状化強度の差に定性的に対応しているとしている。液状化強度の差だけを取り上げると改良地盤の液状化強度は非改良地盤に比べて1.5倍程度大きくなっている。

c) まさ土の礫分に着目した液状化強度

まさ土の礫分の有無が液状化強度に及ぼす影響を調べた液状化試験によれば、礫分の影響は小さいが、礫分の無いほうが急激にひずみが増大する傾向が見られたとしている¹³⁾。これは礫分の有無が液状化時のせん断ひずみの発達に影響することを示すものである。

この点については礫の含有量が多い場合に限りて注意を払う必要があるものと考えられる。つまり、礫分によって強固な骨格が形成されていないのであれば液状化に対する抵抗は、礫分以下の粒径の土粒子のせん断特性に支配されるものと考えられるからである。1cm以下のレキ分の含有率が砂の液状化強度に及ぼす影響を調べた研究¹⁴⁾によれば、礫分含有率30%あたりで礫どうしの接触が現れ液状化に対するねばり強さが発揮されるとされている。また、礫分を含む試料の液状化強度は、礫以外のマトリクス部分の砂の相対密

度に依存するとしている。

d) まさ土と豊浦砂の液状化強度の違い

図-2は、望月ら¹⁵⁾が行った豊浦砂と19mm以下のまさ土の液状化特性を比較した実験結果である。図によれば、液状化強度が同程度でも、軸ひずみを大きくさせるために必要な繰返し回数の増分は、まさ土に比べて豊浦砂が多いことがわかる。このことは、まさ土が豊浦砂に比べて液状化に対する粘りが小さく、少ない繰返し回数でひずみが大きく発達することを示している。

また、兵動ら^{16), 17)}は同様に比較材料として豊浦砂を用いてまさ土の液状化強度特性を初期せん断応力に着目して調べている。図-3は、その結果の一部を示しているが、これによると豊浦砂の相対密度が増すに従って液状化強度が大きくなるのに比べ、まさ土は相対密度の変化に敏感ではないことがわかる。また、初期せん断応力の増加に伴い液状化強度が低下することを示した。この理由として破碎性を有するまさ土では、密詰め時は粒子乾燥後の接点が脆弱となり、一般的な密詰め砂のせん断挙動に現れるダイレイタンス特性が発揮されないことを挙げている。

なお、まさ土の破碎性に着目した兵動らの研究¹⁸⁾では、宇部まさ土、広島まさ土、しらす、豊浦砂を用いて非排水単調載荷試験、非排水繰返し三軸試験を行い、破碎性土の定常状態と液状化強度の関係について調べている。これによれば、まさ土は、常圧域で粒子破碎が現れるのに対して、豊浦砂では常圧域では粒子破碎が現れず、6MPa以上の高圧域において降伏が現れるようである。拘束圧の増加に伴う粒子破碎は、粒子そのものが粉碎されるのではなく、粒子同士の接触部の欠損程度であるようである。

まさ土の破碎性は、風化度に大きく影響を受けると考えられることからすべてのまさ土が同様の破碎性を有するとは考えにくい。本研究で取り扱う試料

の風化度に関する研究として、内田ら¹⁹⁾は神戸の埋立てまさ土に対して強熱減量試験を行いその風化の度合いを調べている。これによると埋立てまさ土の強熱減量は1.5%以下と小さく風化度は小さいとしている。

e) まさ土の密度と液状化強度の関係

森井ら²⁰⁾は供試体作成方法が異なるまさ土に対して液状化試験を行いその違いを調べている。これによると突き固めて作成された試料は水浸、圧密に対する体積変化が小さく、相対密度が同程度であっても他の作成方法によって作成された試料より液状化強度が大きくなったとしている。これは締め固めに必要とされたエネルギーが供試体作成方法によって異なるためと考えられる。このような傾向は安田らの最適含水比によって締め固めた試料に対する試験結果からも報告されている²¹⁾。しかし、液状化に対するねばり強さがどの程度変化したのかという点での議論はなされていない。

f) まさ土の細粒分に着目した液状化強度

これまで細粒分が液状化特性に及ぼす影響に関する研究は、対象とする細粒分の特性やその含有率に基づいて検討されてきた。既往の研究^{例えば22)~30)}から言うことは、細粒分の増加が必ずしも液状化抵抗の増加に寄与しないこと、細粒分の塑性指数が高い土は液状化抵抗が大きくなる傾向があることである。

佐藤ら³¹⁾は、粒度調整したまさ土の細粒分に着目して液状化試験を行った。それによると、相対密度を一定にしたとき、細粒分含有率が20%において液状化強度が最低値を示すという結果が得られた。これらの結果について土要素の構造を表す指標として細粒分と粗粒分の間隙比を個別に考え、それぞれの単独材料の最大間隙比よりこの指標がかなり大きくなる場合は液状化強度が低下するという考察をしている。

g) 既往の研究のまとめ

以上のように、まさ土の液状化特性に関する研究は阪神大震災以降精力的に行われ、主に液状化強度曲線を基にした議論が行われてきた。しかし、これまで液状化の研究対象とされてきた“きれいな砂”との違いや、細粒分の増加による特性の違いを論ずる場合には、液状化強度曲線のみからの議論では不十分と考えられる。すなわち、液状化の進行過程でのせん断抵抗の低下の度合いを考えたとき、細粒分の増加にともなって、急激な剛性低下から緩やかな軟化に移行する。このとき、液状化強度の増減だけに着目した議論だけでは、細粒分の増加に伴う液状化の質的変化を十分に説明できないと考えられる。特にレベル2地震動を対象とした場合には、この違

いを地盤材料の靱性に着目して評価すべきと考えられるが、この観点からの研究はほとんど行われていない。

3. 液状化抵抗の評価方法

現在、最も一般的な液状化試験法は、一定応力振幅による非排水繰返し三軸試験であり、液状化の予測・判定の手段として広く実務レベルに定着している。この試験結果から得られる液状化強度曲線は、繰返し載荷に用いた応力比と軸ひずみがある大きさを越えるまでの繰返し回数からなり、土の疲労破壊的な強度を与えるものである。現行評価法では液状化強度曲線上で20回の繰返し載荷回数で軸ひずみ両振幅5%か10%になるような応力比を液状化強度 R_{L20} と称し、これまで各種液状化対象土の液状化抵抗を示すスカラー指標としてきた。しかし、この液状化強度指標では繰返しせん断により急激に剛性が低下する飽和砂の液状化現象と、粘性土の軟化を明確に区別することができないことが指摘されている。阪神大震災以降、液状化の検討対象となる土の粒度分布範囲が拡大した今日でも、粘性土は液状化しないものと見なされている。したがって、要素試験においても粘性土を液状化しない材料と明確に結論づける試験法が求められている。

近年、著者らはレベル2地震動を想定した液状化判定方法として、地盤の粘り強さを評価できる液状化抵抗評価法を提案している³²⁾。これは、累積損失エネルギーに基づいて地盤材料の靱性を評価するものである。累積損失エネルギーとは土が繰返し荷重を受けた際に、塑性変形して費やすことのできる塑性仕事の累積値である。具体的には、非排水繰返し三軸試験を行ったとき土要素の応力-ひずみ関係から得られる履歴ループ内の面積を足し合わせて得ることができるスカラー量である。本研究ではこのエネルギー量を初期拘束圧で除したものを“正規化累積損失エネルギー量”と称している。(以降、単に液状化抵抗と言ったときにはこれを指すものとする。)この指標の特長は、液状化の可能性のある砂質土と液状化しない粘性土を明確に区別できる点にある。この方法の概念やその利用方法については文献33)、34)に詳しく述べられている。

本研究ではそれらの概念に加えて、せん断ひずみ振幅が増加したときの砂質土のダイレイタンスによる強度回復を評価することのできるステップ載荷試験³⁵⁾を用いた。この試験の概念図を図-4に示す。この試験は、与えるひずみ振幅を段階的に変えて、各ステッ

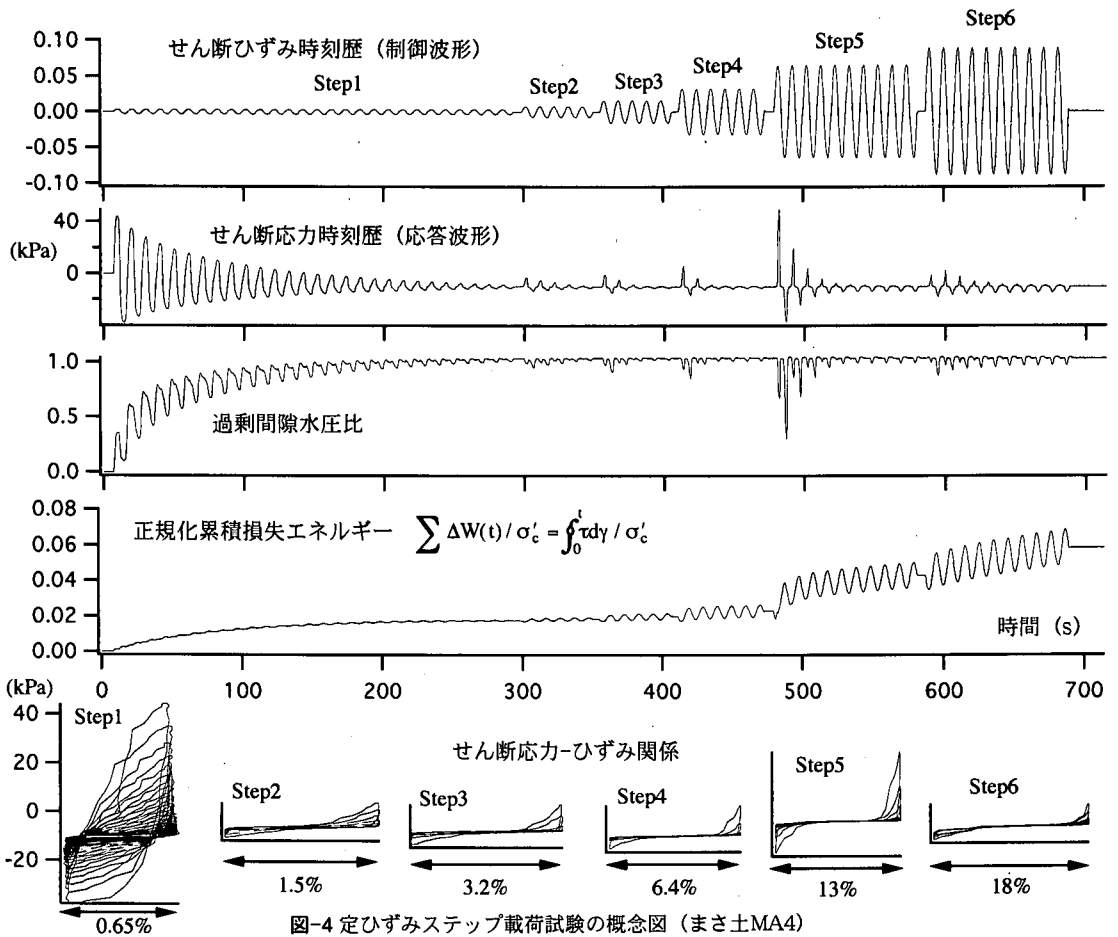


図-4 定ひずみステップ載荷試験の概念図 (まさ土MA4)

プごとに定ひずみ繰返しせん断を行う液状化試験である。

本研究においては、与えるひずみレベルは図-4に示したようにせん断ひずみ両振幅0.65, 1.5, 3.2, 6.4, 13, 18%の6段階に設定した。ひずみ振幅は、対数的に増加させたが、これはひずみ振幅増加に伴う剛性回復が明瞭になるように設定したものである。また、第一ステップのせん断ひずみ振幅は、繰返しせん断によって剛性低下が生じ、土粒子の構造が強化されないひずみ振幅レベルを選んだ。その理由は、良く知られているように小さな応力履歴を繰返し与え、再圧密排水した供試体の液状化強度は履歴を与えないものの液状化強度より大きくなってしまふからである^{35), 36)}。Dobry³⁷⁾らは、ひずみ制御試験による液状化判定の研究を行っているが、それによれば10~2%以下のひずみレベルでは、過剰間隙水圧が発生しないとしている。本研究ではこれらを勘案し、たとえ非排水条件を保持したままでも小さなひずみの繰返しによって土粒子の構造が強化されない第一ステップのひずみレベルとして、軸ひずみ振幅

0.5%程度を目標とすることとしたものである。

次のレベルにあげる条件は、そのステップにおいて液状化と見なされる十分なせん断抵抗の低下(緩い豊浦砂ステップ1の初期載荷時の軸差応力振幅の1/10, 3.3kPa)が生じた時とした(この値は、一つの目安として設定したものである)。繰返しせん断時にせん断抵抗がそこまで低下しない場合は最大繰返し回数100回で次のステップへ進めることにした。また、全ステップを通して排水コックは閉じたままで非排水状態を保持した。

図-4からわかるように、ステップ1における一定ひずみ振幅の繰返しせん断によって過剰間隙水圧が上昇する。それに伴って、繰返し初期に発揮していたせん断抵抗は徐々に低下し、最後に履歴ループは平坦になる。この状態は、いわゆる液状化によってせん断抵抗を完全に失った状態である。次に、この状態から、非排水のままひずみ振幅を増した繰返しせん断を行うと、前のステップのひずみ振幅を越えたところから剛性回復がおり、再び塑性ひずみエネルギーを蓄積することになる。図のようにひずみ

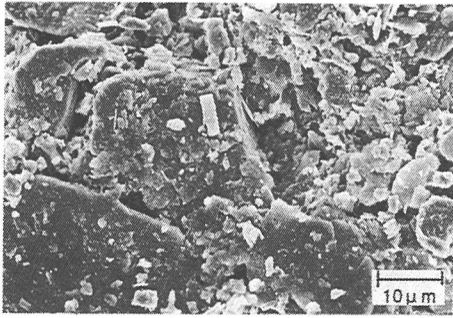


写真-1(a) まさ土土粒子の走査型電子顕微鏡写真

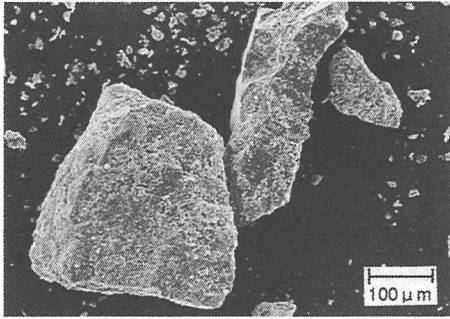


写真-1(b) まさ土砂粒子の走査型電子顕微鏡写真

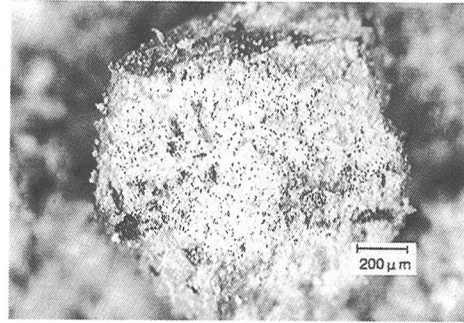


写真-2 “ふるい分けまさ土” 粒子のDigital Micro Scope写真

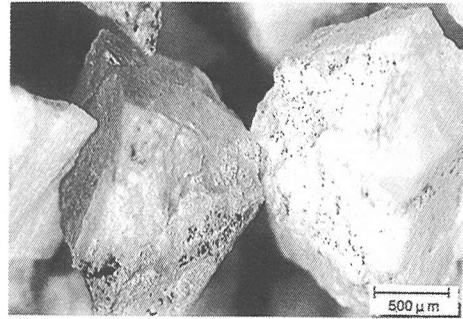


写真-3 “水洗いまさ土” 粒子の Digital Micro Scope 写真

振幅を段階的に増すことによってひずみの発達に伴うねばりを評価することができる。また、この方法は一つの供試体で液状化抵抗を調べることのできる方法であり、一定応力振幅制御で液状化強度曲線を求める方法に比較して省力化した方法でもある。

なお、ここで示したステップ載荷試験の他にひずみ振幅を1波ごと段階的に変えるひずみ漸増型³⁸⁾の試験なども提案されている。現段階では要素試験で与える載荷履歴と実地震動における載荷履歴との対応が十分に明かになっていないため、制御方法を一定応力制御とするか一定ひずみ制御とするか、あるいはランダムとするかは議論の余地がある。実際、供試体を非排水せん断する方法は無限にあり、同じ供試体でもせん断方法が異なれば、ひずみや過剰間隙水圧の発達は異なるものである。その意味では、定応力試験や定ひずみ試験そのものは単なる一つのせん断方法に過ぎず、それを持って液状化抵抗を評価することの是非は、別の検討が必要となる。しかしながら、本研究で用いている定ひずみ繰返しせん断試験で得られる累積損失エネルギー量は、そのひずみレベルで最大限蓄えうる損失エネルギー量の上限を表しており、これが応力パスに大きく影響されないことが期待できる。実際、定応力試験と定ひずみ試験と比較したところ、初期液状化（最初に過剰

表-2 試料の物理特性

	ρ_s (g/cm ³)	D ₅₀ (mm)	e_{max}	e_{min}	細粒含有率	細粒分 _p
まさ土	2.644	0.57	1.045	0.535	18%	24.4
水洗い	-	0.8	0.967	0.567	0%	-
ふるい分け	-	0.52	0.944	0.548	5%	-
豊浦砂	2.64	0.1-0.25	0.967	0.596	0%	-

注) 最大最小密度はJGSの方法による。

間隙水圧が95%になるまで)までに蓄えたエネルギー量が同じであったこと³⁹⁾、多方向せん断した場合にも応力パスによらない累積損失エネルギー量が得られている⁴⁰⁾。その意味では、本研究で採用している定ひずみステップ載荷試験は、各ひずみレベルでのエネルギー消費性能を最大限に評価する液状化試験であると位置づけることができる。

4. 実験方法

(1) 供試体および試料の諸元

繰返し三軸せん断試験に用いた供試体は直径5.0cm、高さ10cmの中実供試体である。実験に用いた試料は、これまで主に液状化研究の対象とされてきた“きれいな砂”の代表である豊浦砂と1995年兵庫県南部地震で液状化したとされる神戸ポートアイ

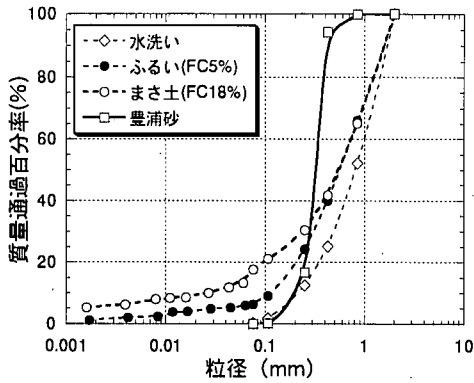


図-5 試料の粒径加積曲線

ランド埋立てまさ土(写真-1(a), (b))である。まさ土は供試体寸法の都合上2mmふるい通過分(細粒分含有率18%)を使用した。また、細粒分の影響を調べるために乾燥状態のまさ土を75 μ mふるいでふるい分けたもの(以降“ふるい分けまさ土”と称す: 細粒分含有率5%, 写真-2)と、75 μ mふるい上で水洗いした試料(以降“水洗いまさ土”と称す: 細粒分なし, 写真-3)を用意した。写真から乾燥状態でふるい分けただけの“ふるい分けまさ土”には粗粒の粒子表面に、まだ細粒分が附着しているのに対し、“水洗いまさ土”では細粒分が完全に除去されていることが分かる。すなわち、両者を比較することで、砂粒子表面に附着した細粒分が粒子間相互のせん断力の伝達に及ぼす影響を検討することができる。

表-2は、試料の物理特性を示したものである。まさ土と豊浦砂の最大・最小間隙比はそれほど変わらない。また、まさ土の細粒分を少なくすると、より豊浦砂の最大・最小間隙比に近くなることがわかる。なお、まさ土の細粒分の塑性指数は24.4であり、比較的塑性が高い。図-5にこれら試料の粒径加積曲線を示す。

(2) 供試体作成方法

供試体作成方法としては、空中落下法、湿潤締め固め法を用いた。空中落下法では乾燥試料を3層に分け22gの重錘を落下させることにより所定の密度に締め固めた。湿潤締め固め法は締め固めによる改良効果を確認するための試料を作成するために採用した。現場での含水比と密度調整の容易さなどを検討した結果、含水比8~10%を目安にして湿潤試料を作成することにした。締め固め方法には1311gの重錘を落下させて締め固めに使われたエネルギーを評価できる方法と金属棒により突き固める方法を用いた。(なお、

表-3(a) 空中落下試料の実験条件

まさ土					豊浦砂				
試料No.	Dri	Dr	N	ϵv (%)	試料No.	Dri	Dr	N	ϵv (%)
MA1	41.2	55.5	0	-	T01	12.1	16.1	0	-
MA2	58.0	72.0	6	-	T02	42.9	45.4	45	-
MA3	73.8	84.4	15	-	T03	47.4	49.9	120	2.1
MA4	75.6	86.7	30	-	T04	51.8	54.2	600	-
MA5	78.7	91.9	45	-	T05	65.7	67.1	*	1.5
MA6	95.0	100.5	*	4.4	T06	77	78.1	*	-
MA7	101.0	107.5	*	3.2	T07	80.8	82	*	0.7
MA8	105.0	109.7	*	3.2	T08	84.8	86.3	*	-
水洗いまさ土					ふるい分けまさ土				
試料No.	Dri	Dr	N	ϵv (%)	試料No.	Dri	Dr	N	ϵv (%)
MW1	10.3	19.8	0	3.6	MS1	17.3	29.2	0	4.3
MW2	40.1	46.9	15	3.9	MS2	51.4	60.4	30	3.8
MW3	51.5	56.7	30	3.6	MS3	74.9	82.1	150	3.5
MW4	67.0	70.3	75	2.5	MS4	75	81.3	*	3.6
MW5	79.8	83.9	150	2.4					
MW6	86.1	89.6	*	1.0					

Dri: 初期相対密度=通水前19.6kPaの等方圧密時の間隙比から計算
 Dr: Driに対して19.6kPaから98kPaへ等方圧密時の排水量を補正した間隙比から計算、通水時の体積収縮量の補正なし

ϵv : 体積ひずみ(繰返しせん断後再圧密で測定)

*: 木槌でモールドを打撃して締め固め/N: 重錘(22g)落下回数

表-3(b) 湿潤締め固め試料の実験条件

まさ土	試料No.	締め固め方法	Dri	Dr	N_h	ϵv (%)
	WMA1	重錘落下	85.4	92.1	20	5.3
	WMA2	重錘落下	103.5	108.1	50	5.3
	WMA3	重錘落下	114.3	116.0	80	3.4
	WMA4	重錘落下	119.0	123.0	120	3.3
	WMA5	棒突き固め	109.0	110.7	-	3.6
	WMA6	棒突き固め	122.6	124.3	-	3.6

N_h : 重錘(1311g)落下回数

先の22gの重錘も含め、重錘の重さをこのように決めた積極的な理由はない。)

供試体はセルにセット後、19.6kPaの負圧で自立させた。この時の間隙比を基に求めた相対密度を通水圧密前の初期相対密度Driとしている(表-3参照)。次に、負圧をセル圧に置き換え、二酸化炭素を流した後、19.6kPaの等方圧を保ったまま水頭差約50cmで供試体下部から供試体体積の二倍程度の量の水をゆっくり通水させた。通水後、19.6kPaから98kPaまで等方圧密し、この時の排水量を計測した。表-3中のDrは、初期相対密度Driに対して、98kPaまで等方圧密時の排水量に基づく体積変化を補正した相対密度である。

表-3の供試体作成時のDriと圧密時の体積収縮分から求めたせん断前Drの関係をみると、豊浦砂は圧密によって体積収縮がほとんどないのに対して、まさ土は圧密によって相対密度にして約10%程度体積収縮することがわかる。このためここで示した試料作

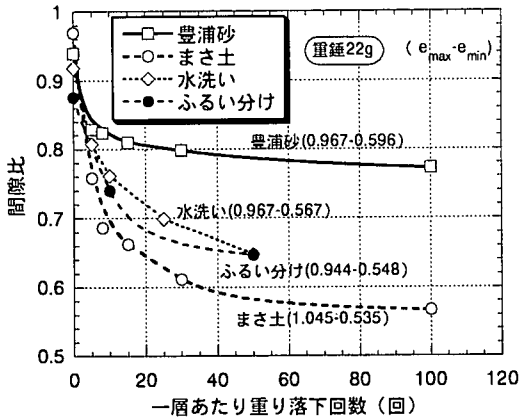


図-6(a) 乾燥状態の各試料の締固め特性

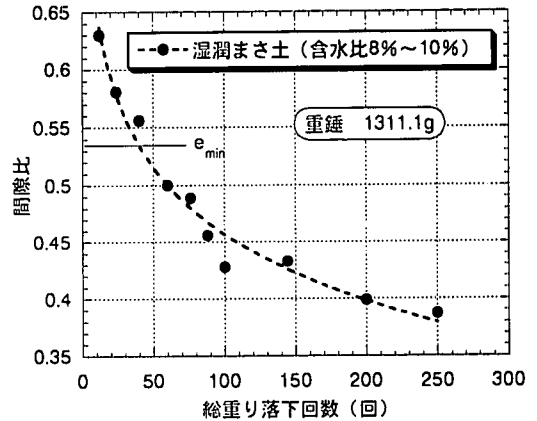


図-6(b) 湿潤状態のまさ土の締固め特性

成方法では、圧密後の相対密度55%以下のまさ土試料は作成できなかった。

なお、この相対密度の算定に当たっては19.6kPa等方圧密状態での通水時の体積変化量は考慮されていない。そこで、8個ほどの供試体に対して別途19.6kPa等方圧密状態から通水のみによる体積変化量を計測する実験を行った。具体的には、セルに水を満たし、通水時の供試体の体積変化量を2重管の排水量から計測すると同時に、その後98kPaまでの等方圧密を行った。その結果、豊浦砂や水洗いまさ土では通水のみによる体積変化は無視できる程度であったが、まさ土では通水のみでも、19.6kPaから98kPaへの等方圧密時に生じたと同程度の体積収縮が生じた。したがって、これを勘案すれば表-3に示したまさ土の相対密度は、実際には数%程度さらに大きくなっていったものと推察される。今回は、一連の繰返しせん断試験の後に、通水時体積収縮量を求める実験を行ったため、実際のせん断試験に使われた供試体の通水時の体積変化量を定量的に把握できなかった。そこで、以下の結果では、相対密度を示す場合には表-3に示す値を使用することとした。

(3) 試験方法

本せん断試験はすべて先に述べた定ひずみステップ載荷法であり、表-3(a), (b)のケースに対して試験を行った。全試料に対して98kPaの等方圧により圧密させた後、振動数0.1Hzの正弦波により繰返しせん断を行った。なお、B値0.95以上を確保できるような供試体に依じて98-294kPaの背圧を作用させた。

5. 実験結果と考察

(1) 締固め特性

液状化試験を行う前に試料の締固め特性を調べた結果を図-6(a), 図-6(b)にそれぞれ示す。図-6(a)は、乾燥状態の試料に対して重錘(22g)を各層に落下させて締固めたときの空隙比と締固めに要した落下回数との関係を表している。この図から、まさ土が小さい締固めエネルギーで容易に最小空隙比近くまで締固まることがわかる。また、粒度調整したまさ土も豊浦砂に比べて締まりやすい土であることや、乾燥状態では、表面に細粒分が付着している“ふるい分けまさ土”と付着していない“水洗いまさ土”に違いは見られないことがわかる。一方、豊浦砂は、重錘(22g)落下による締固めでは相対密度50%以上の試料を作ることができなかった。そこで豊浦砂のDr50%以上の密な試料についてはすべてモールドを木槌で打撃することで作成した。図-6(b)は湿潤試料に対して重錘(1311g)を落下させて乾燥試料と同様に得られた関係である。まさ土は適度な含水比であれば締固めエネルギーを増加させることによって最小空隙比よりも密に締固めることができることがわかる。

(2) まさ土と豊浦砂の液状化抵抗の違い

図-7は、各ひずみレベルで消費される累積損失エネルギー量をまさ土と豊浦砂で比較したものである。まず、豊浦砂について見ると、相対密度が増加するに従って所定の剛性低下に至るまでに費やすことのできる累積損失エネルギー量が著しく増大する材料であることがわかる。緩詰豊浦砂は、ステップ1のひずみレベルで所定の剛性低下が起こるとその後ひずみレベルが大きくなって剛性回復が見られない。中密な豊浦

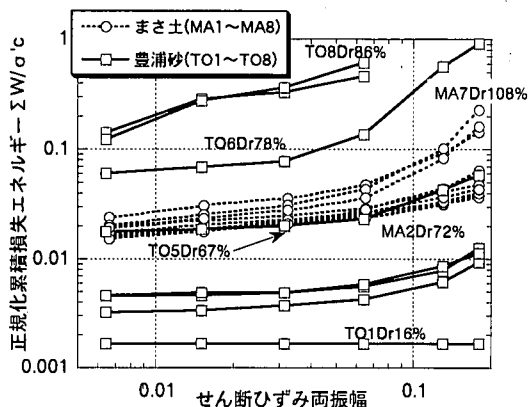


図-7 各ひずみレベルで消費される累積損失エネルギー量

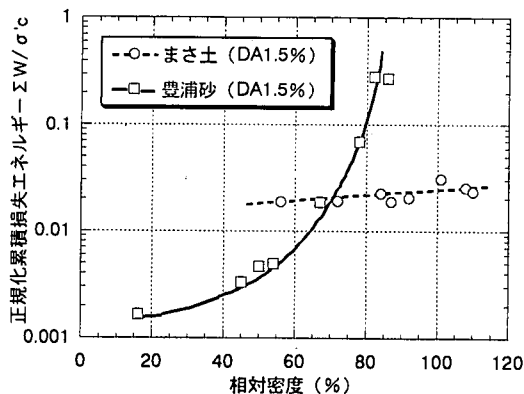


図-9 せん断ひずみ両振幅1.5%までの累積損失エネルギーの比較

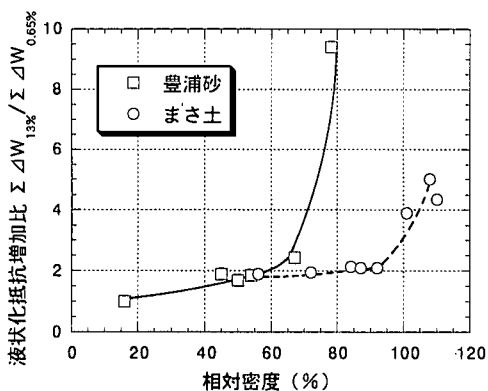


図-8 累積損失エネルギーの増加比と相対密度の関係

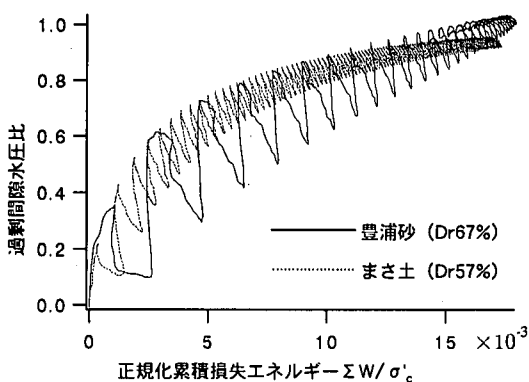


図-10 累積損失エネルギーと間隙水圧比の関係 (ステップ1)

砂はステップ1のひずみレベルで所定の剛性低下に至った後、ひずみレベルが大きくなるにつれて徐々に剛性回復が起こる。密詰め豊浦砂ではステップ1, 2のひずみレベルでは所定の剛性低下が起らない。一般的に豊浦砂では剛性回復が中位のひずみから発現し、密度が増すに従って小さいひずみレベルから液状化抵抗が大きくなる傾向があることがわかった。

一方、まさ土は豊浦砂と比べて密度の違いによる累積損失エネルギーの違いが少なく、ひずみレベルが大きくなってせん断抵抗が大きく増加しないことがわかる。また、まさ土のステップ1での初期剛性は最も密なMA8の試料でも約8.2MPaであり、緩い豊浦砂の約5MPaの1.6倍程度でしかなかった。ちなみに豊浦砂密詰め(TO7)の初期剛性は16MPaで、密なまさ土の約2倍、緩い豊浦砂の3倍程度となっており強固な構造を有している。図-8は、ひずみレベル0.65%までに消費される累積損失エネルギー量とひずみレベル13%までに消費される累積損失エネルギー量の比 $\Sigma \Delta W_{13\%} / \Sigma \Delta W_{0.65\%}$ と試料の相対密度の

関係を示したものである。この図から、ひずみレベル0.65%と13%までに消費される累積損失エネルギー比は、ある相対密度までは、2.0付近で推移するが、豊浦砂ではDr=70%付近から、まさ土では90%付近から急増することがわかる。以上から、Dr=90%以下のまさ土やDr=70%以下の緩い豊浦砂ではひずみレベルが大きくなって粘り強さが発揮されず、液状化後の流動変形が顕著に現れやすいことが予想される。

兵庫県南部地震では地震時に最大数%のひずみが生じていたとされているが、図-9はせん断ひずみ両振幅1.5%のひずみレベルでの累積損失エネルギーを相対密度に対して示したものである。これらの関係からこのひずみレベルまでに蓄えうるまさ土の累積損失エネルギーは0.02-0.03であり、この値は相対密度約70%程度の豊浦砂の液状化抵抗に相当することになる。この結果はHatanaka et al.¹⁴⁾の凍結サンプルに対して行った定応力試験の結果と整合する。

これに対して豊浦砂は密度が増すにつれて2オーダーも累積損失エネルギーが増大する。この結果が

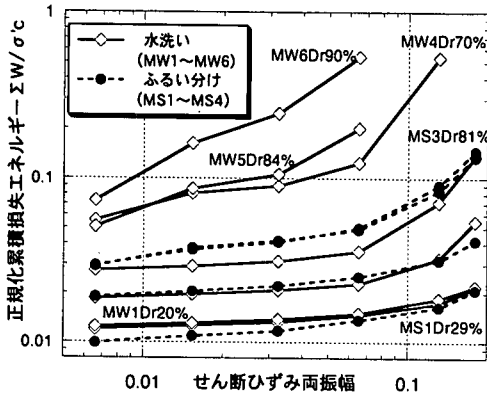


図-11 各ひずみレベルで消費される累積損失エネルギーの比較 (細粒分の影響)

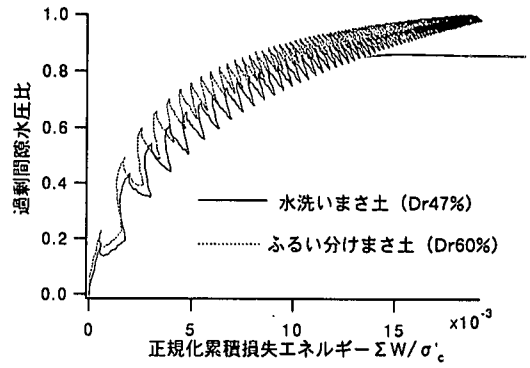


図-13 累積損失エネルギーと間隙水圧比の関係 (細粒分の影響: ステップ1)

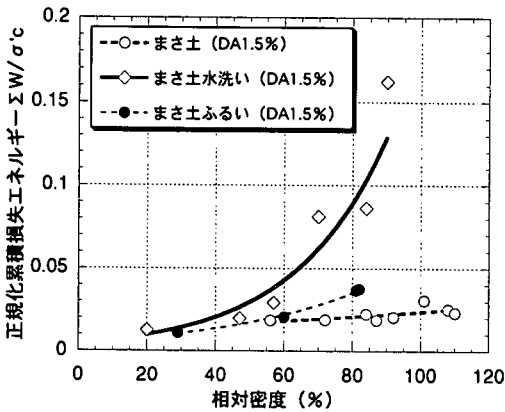


図-12 せん断ひずみ両振幅1.5%までの累積損失エネルギー量の比較 (細粒分の影響)

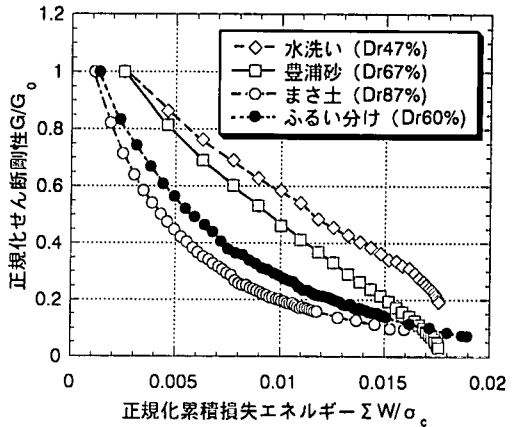


図-14 累積損失エネルギーと剛性低下の関係 (ステップ1)

らまさ土の液化抵抗が豊浦砂などの“きれいな砂”に比べて密度の影響を受けにくいと言える。このことはまさ土を締固めるのに必要なエネルギーが少なく済むことと調和的である。

図-10は累積損失エネルギーと過剰間隙水圧比の関係を示したものである。なお、この比較には所定の剛性低下までに必要な累積損失エネルギーがほぼ等しい試料同士を比較している。まさ土も豊浦砂も圧縮時より伸張時にエネルギーがより多く消費されるが、豊浦砂の方がまさ土に比べてせん断中の間隙水圧の変動が大きい材料であることがわかる。すなわち、豊浦砂は粒子の再配列に必要な仕事が多く必要であり、ダイレイタンスの影響が表れやすい材料である。一方、まさ土は水圧の変動が小さく、ダイレイタンスの影響が表れにくい材料であることがわかる。

また、豊浦砂のエネルギー蓄積過程を注意深く見ると、せん断初期において間隙水圧の上昇無しにエ

ネルギーが増加している。すなわち、図中の実線が平行移動している。まさ土には、その様な個所は認められない。これは、豊浦砂が、強制変形により間隙の体積変化を伴わないような骨格の構造変化にエネルギーが消費されていることを意味している。この点は液化化に対する材料の粘り強さに影響を及ぼしている可能性がある。

(3)まさ土の細粒分と破碎性の影響

ここでは、まさ土の細粒分をふるいで除去した試料(写真-2)と水で洗い流した試料(写真-3)に対して行った実験結果をもとにして議論を進める。これらの試料の違いは、砂分の表面に細粒分の付着を許すものと許さないものとの違いである。

図-11は、図-7と同様に各ひずみレベルで消費される累積損失エネルギーを示したものである。また、図-12は1.5%のひずみレベルでの累積損失エネルギー量と相対密度の関係を示したものである。図か

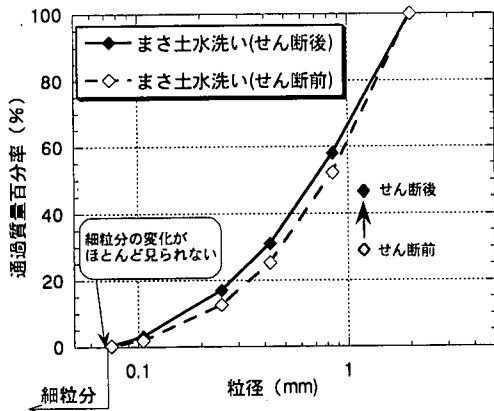


図-15 水洗いまさ土試料のせん断前後の粒度分布

ら，“ふるい分けまさ土”は，元々のまさ土と同様に液状化抵抗が密度に依存しない特性を有していることがわかる．これに対して“水洗いまさ土”は，豊浦砂の場合と同様に密度に大きく依存する傾向を示した．この結果は，まさ土の液状化抵抗の特殊性を決定づける要因が細粒分であり，しかもその量の多少には大きく影響されないことを示すものである．まさ土の場合，密度が増加しても粒子間に細粒分が存在することで密度増加に伴う粗粒分土粒子の噛み合わせによるせん断抵抗が阻害されているものと考えられる．

図-13は，細粒分を調整したまさ土の累積損失エネルギーと過剰間隙水圧比の関係を比較したものである．細粒分が表面に付着しているかないかの違いは，同じ累積損失エネルギーの上限値を持つ試料で比較したときの間隙水圧比の上昇の仕方に現れている．すなわち，同じ累積損失エネルギーを消費したとき，細粒分を含む“ふるい分けまさ土”の方が“水洗いまさ土”より過剰間隙水圧の蓄積が早い．これは，他の場合（例えば，水洗いまさ土Dr20%とふるい分けまさ土Dr29.2%）でも同様の傾向を示した．以上のことから表面に付着した細粒分が間隙の体積変化を起こすような塑性変形を生じさせやすい要因になっていることがわかる．

図-14は，累積損失エネルギーと剛性低下の関係を示したものである．豊浦砂や“水洗いまさ土”は累積損失エネルギーと剛性低下が線形の関係にあるのに対して，細粒分が含まれるまさ土と“ふるい分けまさ土”は初期のエネルギー蓄積過程で急激な剛性低下が生じている．この関係は，まさ土が豊浦砂に比較して韌性の少ない試料であることを示している．

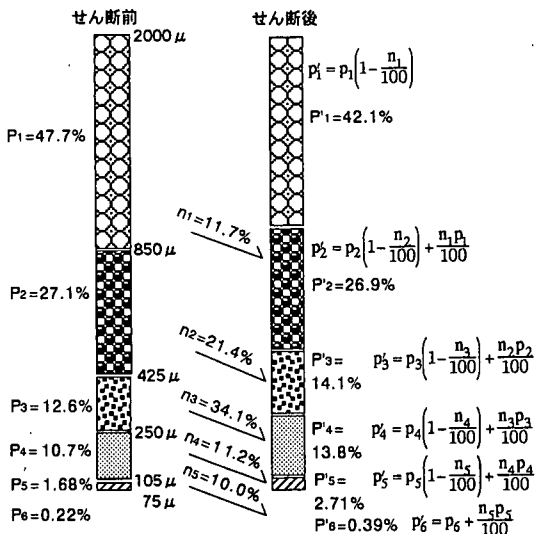


図-16 水洗いまさ土のせん断試験前後の粒子破碎の模式図

また，“水洗いまさ土”についてせん断前後の粒度分布を調べたところ，図-15に示すような粒径加積曲線が得られた．この図から曲線がやや細粒化の方にシフトしていることがわかった．このことは，粒子破碎が少なからず発生していたことを示しているが，細粒分はせん断後においてほとんど認められなかったことから粒子破碎は，比較的大きな粒子が2～3個に割れるような形態で発生したものと考えられる．

なお，土粒子1個がせん断によって元々の大きさの約1/2に破碎されると仮定すると，どの程度の割合の粒子が破碎したのかをおおよそ計算することができる．すなわち，図-15のような粒度分布になるための粒子破碎の割合を図-16のように考えることができる．図中のPは，当該粒子径の範囲内の土粒子の質量百分率，nは元々の粒子のうち破碎した粒子の質量百分率である．この場合，おおよそ100個の粒子の内10から35個程度が2つに割れたものと解釈することができるが，250 μmまでの大きさでは細粒のものほど多く破碎する傾向がある．

以上のことから，粗粒の粒子の周面に存在する細粒分の効果のメカニズムを推測すると粗粒の土粒子にせん断力が作用した時，適当な量の細粒分はこのような働きで土粒子骨格の変形を助長する．この時，細粒の土粒子には応力集中が起こりやすく，粗粒の粒子よりも細粒の粒子がより粒子破碎を起こしやすい状況にあると言えそうである．

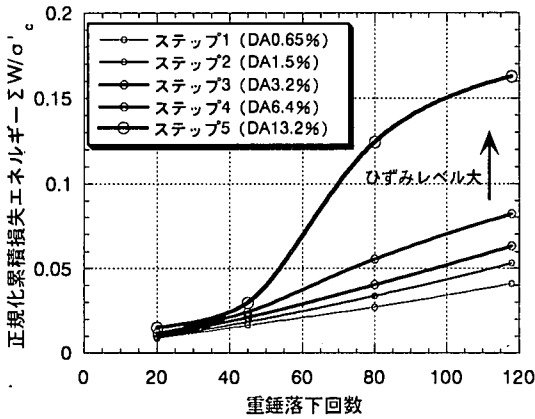


図-17 締固めエネルギーと各ひずみレベルでの累積損失エネルギーの上限値の関係

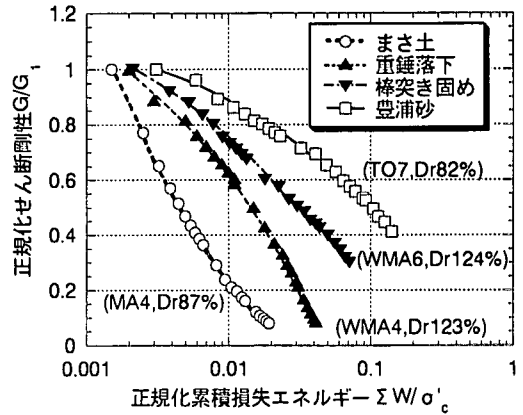


図-18 剛性低下の傾向から見た液状化抵抗に及ぼす締固めの影響 (ステップ1)

(4) まさ土の締固めによる地盤改良の効果

1995年兵庫県南部地震の神戸ポートアイランドの被災事例によれば、地盤改良は液状化に対して一定の効果を発揮したことが知られている⁹⁾。ここでは、まさ土の締固めによる地盤改良の効果を検証するために、重錘落下と金属棒による突き固めによって作成した試料に対して行った実験結果について考察する。締固め試験の結果からもわかるように、まさ土は豊浦砂に比べて非常に締りやすく、湿润状態では更に密度を高めることができる。しかし、相対密度が90%程度に増加しても液状化抵抗は改善されない。そのため、まさ土はその密度の増加のみから液状化抵抗を推測することが難しい。ここではまさ土を締固める際に必要とした締固めエネルギーで整理することで締固めたまさ土の液状化抵抗を評価する。

図-17に締固めエネルギーと各ひずみレベルでの累積損失エネルギーの上限値の関係を示す。この図から締固めたまさ土の液状化抵抗は締固めエネルギーが大きくなるにつれて増加することがわかる。湿润状態において、少ない締固めエネルギーで作成した試料が、乾燥状態で作成した試料の累積損失エネルギー0.015より液状化抵抗が小さくなっている。これは、湿润状態の方が乾燥状態よりも不安定な粒子の骨格構造を作ることができるためと考えられる。

図-18に正規化せん断剛性と正規化累積損失エネルギーの関係を示す。最も締固めたまさ土試料と密な豊浦砂の剛性低下の傾向を比べてみると重錘落下、金属棒突き固め、密な豊浦砂の順番で急激な剛性低下が起こりにくくなっている。このことはまさ土も十分に締固めれば液状化抵抗が増大することを意味する。ただし、かなり締固めたにもかかわらず

豊浦砂の密詰めほどにはなっていない。また、表-3(b)に繰返しせん断後に排水コックを開けて再圧密した後の体積ひずみ量を示したが、十分に締固めたまさ土も液状化後の再圧密において3%を越える体積ひずみが生じた。これは密な豊浦砂がほとんど体積ひずみが生じないことと比べて特異な性質である。締固めたまさ土の場合、たとえ液状化しなかったとしてもある程度の沈下が生じる可能性があることを示している。

6. 結論

本研究では神戸のポートアイランドから採取したまさ土を用いて定ひずみステップ載荷試験を実施し、同試験結果から得られる累積損失エネルギー容量を土の液状化抵抗を示す指標として整理した。きれいな砂と対比するため、豊浦砂にも同様の試験を行い両者の液状化抵抗の違いから、まさ土の液状化抵抗の特殊性を検討した。本研究から得られた結論を要約すると以下のとおりである。

- (1) 累積損失エネルギー量で評価したまさ土の液状化抵抗はその相対密度依存性が非常に小さいものであった。一方、豊浦砂は相対密度が20%から80%の間で累積損失エネルギー量が2オーダーも大きくなり液状化抵抗の密度依存性が大きな土であった。すなわち、まさ土は密度が大きくなっても液状化抵抗があまり改善されない材料である。これは、まさ土が水浸圧密によって容易に体積収縮を起こしたり、比較的少ない締め固めエネルギーで最小間隙比付近まで締固めることができると調和的である。

- (2)せん断ひずみ両振幅1.5%のひずみレベルにおいて蓄えうるまさ土の累積損失エネルギー量は、相対密度約70%の豊浦砂と対応するものであった。
- (3)2mmふるいを通過したまさ土のうち、乾燥状態で細粒分を振るって除去した“ふるい分けまさ土”と水洗いによりまさ土の細粒分を除去した“水洗いまさ土”を作成し、まさ土の細粒分が液状化抵抗に及ぼす影響を検討した。その結果、“水洗いまさ土”は豊浦砂と同程度の液状化抵抗を示したのに対し、粗粒分に付着することで残留する細粒分(5%)を持つ“ふるい分けまさ土”は、もとの細粒分18%を含む試料と同程度の液状化抵抗を示した。すなわち、粗粒の粒子表面に付着している細粒分が液状化抵抗を小さくさせる要因となっていることがわかった。
- (4)砂分のみを含む水洗いまさ土のせん断前後の粒度分布からまさ土の土粒子がせん断中に破碎されていることがわかったが、比較的大きな粒子が2, 3の粒子に破碎されるような形態であり、液状化抵抗に及ぼす影響は小さいと考えられる。
- (5)重錘落下、金属棒の突き固めによって、締固めによる地盤改良の効果を検討したところ、まさ土も十分にエネルギーを加えて締固めることで液状化抵抗が増大した。したがって、密度の増大がそれほど大きくなくても、エネルギーを与え構造を強化させることによって地盤改良の効果が現れる材料であることが確かめられた。
- (6)液状化試験後、再圧密し排水量から体積ひずみをそれぞれ調べた。まさ土は締固めて密度を高めても体積ひずみが大きく豊浦砂と比較して特異な性質を有していることが確かめられた。

謝辞：本研究は、科学研究費補助金の補助を受けて実施したものである。また、本研究で使用したまさ土は、運輸省第三港湾建設局、港湾技術研究所の協力を得て入手したものである。関係各位にお礼を申し上げる次第である。

参考文献

- 1) 谷本喜一, 菅好徳, 大浦智: 真砂土の液状化発生条件について, 土木学会第25回年次学術講演集, 第III部門, pp.203-206, 1970.
- 2) 谷茂, 田中忠次, 川口徳忠, 小宮秀敏: 繰返し荷重を受けるまさ土の累積堆積ひずみ特性, 第18回土質工学研究発表会, pp.525-526, 1983.
- 3) 梶谷卓美, 藤原敏光, 三藤正明: まさ土の動的変形特性について, 土木学会第43回年次学術講演会, pp.398-399, 1986.
- 4) 土質工学会編: 日本の特殊土(改訂版), 1980.
- 5) Nishida, K.: Peculiarities of properties and problematic behavior of residual soils, *International Symposium on Problematic Soils*, Preprint, pp.62-81, 1998.
- 6) 村田秀一, 兵動正幸, 安福規之: 風化度に着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.
- 7) 神戸市開発局: 兵庫県南部地震による埋立地地盤変状調査報告書, 1995.
- 8) 稲富隆昌他: 1995年兵庫県南部地震による港湾施設等被害報告, 港湾技研資料, No.857, 1997.
- 9) Yasuda, S., Ishihara, K., Harada, K. and Shinkawa, N.: Effect of improvement on ground subsidence due to liquefaction, *Special Issue of Soils and Foundations*, pp.99-107, 1996.
- 10) 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, 第44巻, 第2号, pp.60-63, 1996.
- 11) Hatanaka, M., Uchida, A. and Ohara, J.: Liquefaction characteristics of a garavelly fill liquefied during the 1995 Hyogo-ken Nanbu Earthquake, *Soils and Foundations*, Vol.37, No.3, pp.107-115, 1997.
- 12) 阪神淡路大震災地盤調査研究会: 阪神淡路大震災地盤調査研究会平成9年度報告書, 1998.
- 13) 森井慶行, 後藤聡, 谷澤房郎, 末岡徹: 大型三軸試験機を用いたまさ土の液状化特性, 第31回地盤工学研究発表会, pp.965-966, 1996.
- 14) 栗屋宜典, 永瀬英生, 廣岡明彦, 小田雅一: 礫含有率および礫形状の違いが砂の液状化強度特性に与える影響, 第32回地盤工学研究発表会, pp.717-718, 1997.
- 15) 望月美登志, 福島伸二: 埋立て地盤のまさ土の液状化特性, 第31回地盤工学研究発表会, pp.971-972, 1996.
- 16) 兵動正幸, 中田幸男, 村田秀一: 六甲アイランド埋立てまさ土の動的強度特性に及ぼす初期せん断応力の影響, 第31回地盤工学研究発表会, pp.967-968, 1996.
- 17) 兵動正幸, 荒牧憲隆, 徳原裕輝, 菊地慎二, 中田幸男, 村田秀一: 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, 土木学会論文集, No.582/III-41, pp.87-98, 1997.
- 18) 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.
- 19) 内田明彦, 畑中宗憲, 田屋裕司, 酒匂教明: 粒子破碎が埋立てまさ土の力学的性質に及ぼす影響, 第33回地盤工学研究発表会, pp.33-34, 1998.
- 20) 森井慶行, 後藤聡, 谷澤房郎, 末岡徹: 不攪乱および再構成まさ土の液状化特性, 第32回地盤工学研究発表会, pp.695-696, 1997.
- 21) 安田進, 小林利雄, 西川修, 福島康弘, 岡崎修, 平井哲: まさ土のN値と液状化強度に関する室内試験, 第32回地盤工学研究発表会, pp.703-704, 1997.
- 22) Shen, C.K., Vrymoed, J.L. and Uyeno, C.K.: The effect of fines on liquefaction of sands, *Proc. of the 9th ICSMFE*, Vol.2, pp.381-385, 1977.

- 23) 古関潤一, 石原研而, 藤井光久: 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, pp.595-596, 1986.
- 24) 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, 土と基礎, 第38巻, 第5号, pp.21-26, 1990.
- 25) 草野 郁: 細粒分を含む砂質地盤の液状化強度の推定法, 土木学会論文集, No.418/III-13, pp.55-64, 1990.
- 26) 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, 第39巻, 第2号, pp.17-22, 1991.
- 27) 黄 大振, 柳澤栄司, 菅野高弘: シルトを含む砂のせん断特性について, 土木学会論文集, No.463/III-22, pp.25-33, 1993.
- 28) 足立雅樹, 安原一哉: 細粒分を含む砂質土の液状化特性(1), 第30回土質工学研究発表会, pp.907-910, 1995.
- 29) 桑野二郎, 中澤博志, 杉原弘一, 矢部浩史: 細粒分を含む砂の非排水繰返し強度に影響を与える諸因子, 第31回地盤工学研究発表会, pp.989-990, 1996.
- 30) Thevanayagam, S.: Effects of fines and confining stress on undrained shear strength of silty Sands, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, pp.479-491, 1998.
- 31) 佐藤正行, 小田匡寛, 風間秀彦, 小瀬木克己: 細粒分が埋立て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.
- 32) 風間基樹, 柳澤栄司, 増田昌昭: 定ひずみ制御繰返し三軸試験による液状化強度評価の可能性, 土と基礎, 第46巻, 第4号, pp.21-24, 1998.
- 33) 風間基樹, 鈴木崇弘, 柳澤栄司: 地盤に入力された累積損失エネルギーの評価法と液状化予測への適用, 土木学会論文集, No.631/III-48, pp.161-177, 1999.
- 34) 加賀谷俊和, 風間基樹, 柳澤栄司: 定ひずみステップ載荷試験によるまさ土の液状化強度評価, 土木学会第53回年次学術講演会講演概要集, 第3部(A), pp.132-133, 1998.
- 35) Seed, H.B., Mori, K. and Chan, C.K.: Influence of seismic history on liquefaction of sands, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering Division, ASCE*, Vol.103, No.GT4, pp.257-270, 1977.
- 36) Tokimatsu, K., Yamazaki, T. and Yoshimi, Y.: Soil liquefaction evaluations by elastic shear moduli, *Soils and Foundations*, Vol.26, No.1, pp.25-35, 1986.
- 37) Dobry, R., Ladd, R.S., Yokel, F.Y., Chung, R.M. and Powel, D.: Prediction of pore water pressure buildup and liquefaction of sands during earthquakes by the cyclic strain method. *NBS Building Science Series 138, U.S. Department of Commerce, Washington: U.S. Governmental Printing Office, 1982.*
- 38) 日下部伸, 森尾 敏: 薬液注入による低強度改良砂の液状化抵抗, 第33回地盤工学研究発表会, pp.87-88, 1998.
- 39) 増田昌昭, 風間基樹, 柳澤栄司: ひずみ制御繰返し三軸試験による土の非排水繰返し強度評価, 第32回地盤工学研究発表会, pp.725-726, 1997.
- 40) 遠藤 修, 東畑郁生, 大河内保彦: 液状化時の消散エネルギーとせん断ひずみ, 過剰間隙水圧の関係, 第33回地盤工学研究発表会, pp.857-858, 1998.

(1999. 4.9 受付)

PECULIARITIES OF LIQUEFACTION RESISTANCE OF MASADO

Motoki KAZAMA, Toshikazu KAGATANI and Eiji YANAGISAWA

The authors have studied the liquefaction characteristics of decomposed granite soil called Masado. Masado is reclaimed ground material on Kobe artificial island, which liquefied during the 1995 Hyogo-ken Nanbu earthquake. To evaluate liquefaction resistance of soil from ductility viewpoint, the energy dissipation capacity obtained from cyclic triaxial test under strain controlled condition was used. Comparing the energy dissipation capacity of Masado with that of fine clean sand such as Toyoura sand, it was found that the energy dissipation capacity of Masado has a small dependency on its relative density comparing to clean sand. It was also found that fines existing around coarse soil particles play an important role on liquefaction resistance of soil.