

繰返しせん断ひずみ履歴を用いた 砂質土の液状化に伴う体積ひずみの評価法

海野 寿康¹・仙頭 紀明²・小野 大和³・林 健太郎⁴

¹正会員 五洋建設株式会社 技術研究所 主任 (〒 329-2746 栃木県那須塩原市四区町 1534-1)

E-mail: Toshiyasu.Unno@mail.penta-ocean.co.jp

²正会員 日本大学准教授 工学部 (〒 963-8642 福島県郡山市田村町徳定字中河原 1 番地)

E-mail: nsentoh@civil.ce.nihon-u.ac.jp

³正会員 小野建設株式会社 (〒 411-0801 静岡県三島市谷田 60-3)

E-mail: onoyamato@gmail.com

⁴正会員 五洋建設株式会社 技術研究所 副所長 (〒 329-2746 栃木県那須塩原市四区町 1534-1)

E-mail: Kentaro.Hayashi@mail.penta-ocean.co.jp

繰返しせん断による砂質土の体積収縮挙動に関連し、中空ねじり試験を用いて、液状化後の再圧密体積ひずみに対する細粒分や初期密度、試験後の残留せん断ひずみの影響に関する検討を行った。要素試験の結果、細粒分の有無に関係なく、砂質土の液状化後の体積ひずみは、繰返しせん断中のせん断ひずみ履歴に依存しており、繰返しせん断ひずみ履歴が多いほど、相対密度が小さいほど液状化後の体積ひずみは大きくなる結果となった。一方、繰返し載荷後に残留せん断ひずみが生じる場合、残留せん断ひずみが多いほど体積ひずみは小さくなる。本稿では、要素試験の結果を検証する為に振動台による模型実験を実施し液状化による沈下量の把握を行ったが、要素試験同様に加振中のせん断ひずみ履歴をもって沈下量を整理した結果、高い相関性を示す結果となった。

Key Words : volumetric strain, liquefaction, cyclic shear, sandy soil

1. はじめに

(1) 液状化後の沈下予測に関する既往研究

1964年の新潟地震より砂地盤の液状化および液状化後の残留変形問題が地震時における地盤災害の重要なテーマの一つとして盛んに研究がおこなわれてきた。近年、設計において性能設計が行われるようになり地震動レベル、構造物の耐震グレードに応じた限界状態を設定することになる。その際には、実務上においても地震動継続中および地震後の地盤の変形をある程度の精度で予測することが求められる。しかしながら、液状化後の沈下量やせん断変形量の予測に関しては、そのメカニズムに未解明な部分もあり、予測手法が十分に確立されていないことが問題である。加えて、海溝型の巨大地震が発生した場合、臨海都市部では、数分間ゆれが継続し、2011年東日本太平洋沖地震の東京湾周辺の被害のようなこれまで経験していない大規模な液状化が発生することが懸念されている。したがって、今後の対策の為に継続時間が長い地震動に対応した液状化後の地盤の沈下量予測を確立することが求められている。

液状化後の沈下量評価に関する既往研究では、過去より多く研究されているが、Lee and Albaisa¹⁾は、三軸試験の結果から砂の過剰間隙水圧比が1.0に達しなけ

れば、繰返しせん断後の再圧密時の体積ひずみは粒径、相対密度および繰返しせん断後の過剰間隙水圧比と相関が高いことを示した。

佐々木ら²⁾は、繰返しせん断後の再圧密時の体積ひずみが0.5%を超える場合は、体積ひずみは繰返しせん断中に生じた最大せん断ひずみ γ_{max} と良い相関があることを示した。最大せん断ひずみと体積収縮量が良い相関があるという結果は、国生ら³⁾、Nagase and Ishihara⁴⁾、Shamoto et al.⁵⁾の研究結果も同様の結果となっており、Tokimatsu and Seed⁶⁾、Ishihara and Yoshimine⁷⁾などによる沈下量の簡易予測法は、実務で利用されている。しかし、最大せん断ひずみを定量評価指標として用いた場合、継続時間や波形の影響等、継続時間の長い地震動に対して体積ひずみを過小評価する可能性が指摘されている⁸⁾。

次に著者らの既往研究について示す。仙頭ら⁹⁾は、ひずみ制御の中空ねじり試験装置によるオンライン試験を行い、繰返しせん断後の再圧密による体積収縮量を把握し、繰返しせん断中に発生するせん断ひずみ履歴を用いて体積収縮特性のモデル化を行っている。図-1は仙頭らの提案するモデルに対する豊浦砂への適用結果を示したものである。図中、 γ_{acm} ：累加せん断ひずみ、 ε_v ：繰返し載荷後の体積ひずみ、 D_{rc} ：圧密後の相対密度である。図中実線が提案モデルであり、各プロット

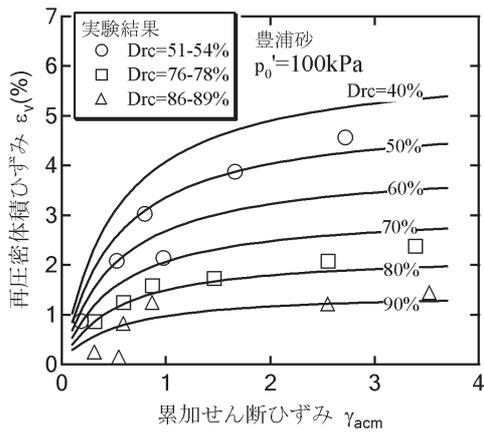


図-1 豊浦砂における再圧密体積ひずみと累加せん断ひずみ関係 (相対密度 40-90%) (論文 9) より引用)

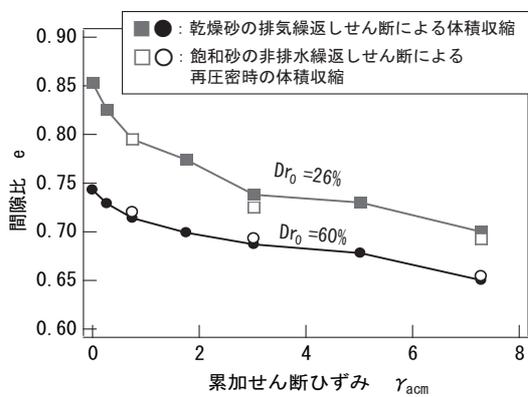


図-2 乾燥砂による排水繰返し載荷時の体積収縮と飽和砂による液状化後の体積収縮の比較 (論文 10) より引用)

は実験結果である。研究結果では、せん断ひずみの累積値である累加せん断ひずみが結果の整理に有効であるという結果となっている。

海野ら^{10),11)}は、同一のせん断ひずみ履歴では、乾燥砂の排気繰返しせん断中に生じる体積ひずみが、飽和砂の非排水繰返しせん断後の再圧密時に生じる体積ひずみと等しいことを実験的に示すと共に、液状化に伴う体積収縮量が仙頭ら同様に累加せん断ひずみを用いて整理できることを示した (図-2 参照)。さらにこの知見が 1) ひずみ制御による繰返しせん断試験と応力制御の繰返しせん断試験で差がないこと、2) 拘束圧の影響が小さいこと (拘束圧依存性が小さい)、3) 繰返しせん断履歴の少ない非液状化供試体に対しても適応性があることも示した。

以上、これらの結果を整理すると液状化後の沈下の原因となる体積収縮量は、せん断時の応力履歴よりもせん断ひずみ履歴とよい相関を持つことが示されている。しかし、多くの既往の研究が、液状化強度曲線と液状化後挙動を関連付けようとするあまり、最大せん断ひずみ以外の繰返しせん断ひずみ履歴には十分に配慮されていないようである。

(2) 細粒分を含んだ砂質土の液状化後挙動に関する既往研究

1995 年の兵庫県南部地震以降いくつかの地震において細粒分を含む砂でも液状化の発生が確認されている。しかし、細粒分を含む砂の液状化後の沈下に関する研究報告は少ないことが現状である。これは以下の二つの原因があるものと考えられる。一つは、細粒分の混ざった砂質土を用いた試料の実験が、きれいな砂と比べ供試体作製方法や飽和化など実験上の困難な点が多々ある¹²⁾こと、二つ目は、細粒分含有率が増加すると液状化強度が増すという一般的な知見から液状化しにくいと判断され研究対象範囲外にされること、である。

実務上、液状化対策が必要となる砂地盤でも細粒分を含まない箇所は稀であり、したがって、細粒分を含む砂の液状化時後の沈下特性を調べることは、構造物の液状化対策を考える上で極めて重要である (例えば¹³⁾。

細粒分の混じった砂質土やシルトの液状化や液状化後挙動の既往研究は、宋ら¹⁴⁾や島袋ら¹²⁾、足立ら^{15),16)}、兵動ら^{17),18)}、原ら^{19),20)}の事例があげられる。

宋らや島袋、足立らは非塑性や低塑性のシルトの繰返しせん断挙動の把握を試みており、非塑性や低塑性のシルトでは繰返しせん断によりひずみ軟化を起し砂質土の液状化に近い挙動になること、また、繰返し載荷後の体積収縮特性も砂質土に近い挙動になることを示した。兵動らは、中間土として砂質土と粘性土を混ぜた混合試料を用いて実験を行い、骨格間隙比や細粒分含有率や塑性指数等を用いて結果を整理し、液状化強度と細粒分含有率や塑性指数の関係について示した。一方、原らは砂や礫に非塑性シルトを混ぜることで液状化強度やせん断変形挙動がどのように変化するかについて調べている。得られた知見のいくつかは、非塑性の細粒分が砂や礫に混入すると液状化強度が低下することを示唆する内容もあるが、主に繰返しせん断時における液状化強度 (繰返しせん断応力) に着目して結果を整理しており、繰返しせん断中のひずみ履歴をもって議論はなされておらず、著者ら^{9),10)}の知見が当てはまるかは不明である。

(3) 本研究の目的

以上から、本稿では著者らの既往の研究で示した知見^{9),10)}に対し細粒分を考慮した粒度の異なる 2 種類の砂質土を用いて中空ねじりせん断試験を行い、既往の研究にて提案している液状化後の体積ひずみの整理法及び予測式が細粒分の混じった砂質土にも適用可能かについて検討する。実験では相対密度、体積ひずみおよび液状化の程度に着目し、粒度と密度が液状化後の体積変化量に及ぼす影響について考察する。

また、応力制御の非排水繰返しせん断試験を用いた

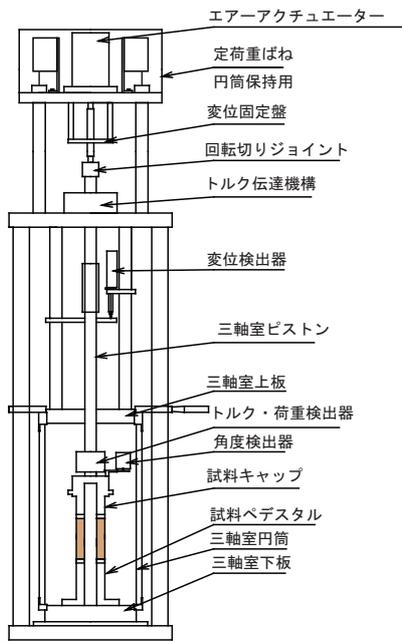


図-3 室内試験装置

実験に対して繰返しせん断ひずみ履歴に着目して結果を整理する場合の留意点についても考察する。

これらの知見は、要素試験結果に基づく知見であり実地盤のような境界値問題に適用可能かについては別途検討が必要である。そこで本稿では、上記知見および提案式が境界値問題に適用可能かどうか振動台を用いて液化化模型実験を実施し検証を行った。なお、本研究で論じる要素試験中の繰返しせん断ひずみ履歴とは、繰返しせん断中に発生するひずみ量の履歴を指しており、繰返しせん断中の載荷ひずみ速度に関しては検討対象外である。

2. 要素試験の試験条件と試験法

(1) 試験装置

試験に用いた中空ねじり試験装置を図-3に示す。せん断ひずみ速度一定制御が可能な定応力振幅繰返し試験機であり、繰返しせん断は、ステップモーターを用いひずみ速度一定で応力を制御している。一方、せん断後の体積変化の計測は、二重ピュレット管を用い排水量を計測することで把握をした。

(2) 試験試料と試験方法

試験に用いた供試体は、外径7cm、内径3cm、高さ10cmの中空円筒状である。試料には細粒分の影響を検討するため砂5号、砂6号と砂8号を質量比3:1で混合した砂(以降混合砂と称する)を用い、空中落下法を用いて作製した。本研究では既往の豊浦砂の試験結果^{9),10)}に対し細粒分の影響を検討するために、細粒

表-1 試験試料諸元

	砂5号	混合砂	豊浦砂
比重 G_s	2.654	2.662	2.643
細粒分シルト分 (%)	0	14	0
細粒分粘土分 (%)	0	3	0
平均粒径 D_{50} (mm)	0.39	0.1	0.23
最大間隙比 e_{max}	1.140	1.239	0.977
最小間隙比 e_{min}	0.694	0.674	0.597

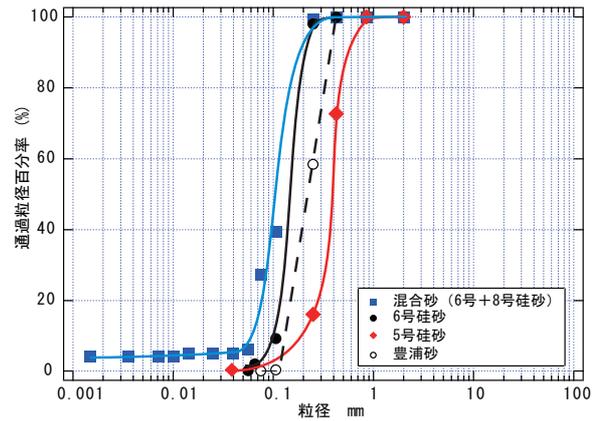


図-4 粒径加積曲線

分も含め豊浦砂と粒子形状が近く鉱物組成が同じ砂系の地盤材料を用いており、また、供試体作製方法も既往の試験に準じているため土粒子の堆積構造も近い状態である。

各試料の物理特性を表-1に示す。砂5号は、細粒分を含まず、混合砂に比べて平均粒径の大きい砂である。混合砂の細粒分含有率は17%である。なお、混合砂の最大・最小間隙比は砂の最小密度・最大密度試験の実施により得られた値であるが、細粒分含有率が5%以上あるため、供試体の初期の密度状態を把握するための参考値的な意味合いである。

図-4に各試料の粒径加積曲線を示す。工学的分類によれば砂5号は砂(S)で、混合砂は細粒分質砂(SF)である。また、均等係数が5号砂で2.1、混合砂で1.85であり4~5より小さいことから均等で粒度分布の悪い土と言える。港湾技術基準によると均等係数 ≤ 3.5 の砂5号および混合砂は液化しやすい土に分類される。どちらの試料も非塑性である。

具体的な試験条件・試験法は次の通りである。本研究では、供試体を空中落下法で作製した。細粒分のほとんど含まない5号砂のB値は、全て0.96以上の値を示しているが、一方、混合砂の間隙圧係数B値は0.89~0.99の値を示し、十分な量の通水を行ったにも関わらずB値が0.95を下回るものがいくつかあった。

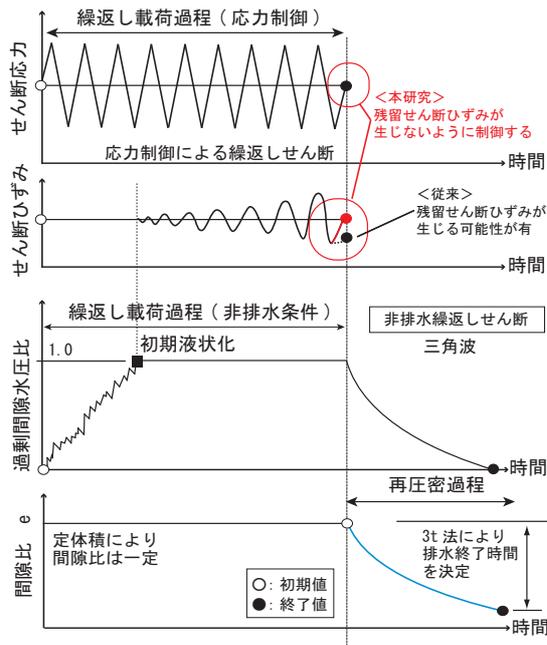


図-5 試験概要

表-2 試験ケース

No.	試料	応力比	相対密度 D_{rc} (%)	B 値
A-1	硅砂 5 号	0.200	55.4	0.98
A-2		0.250	58.4	0.96
A-3		0.300	56.5	0.98
B-1		0.250	71.6	0.98
B-2		0.300	72.6	0.98
B-3		0.350	71.0	0.99
C-1		0.150	44.1	0.97
C-2		0.175	42.0	0.98
C-3		0.200	40.9	0.96
D-1	混合砂	0.150	54.2	0.94
D-2		0.200	52.7	0.90
D-3		0.250	53.2	0.89
E-1		0.115	31.4	0.92
E-2		0.125	29.2	0.97
E-3		0.150	32.1	0.95

供試体作製後、二酸化炭素と脱気水を通水させた後、有効拘束圧 100kPa(背圧 100kPa) で 1 時間ほど先行圧密させ、等方応力、非排水条件下で繰返し載荷を与えた。載荷終了後、排水することで再圧密させ体積ひずみを測定した。本研究における体積ひずみは、有効応力が初期の有効拘束圧 (100kPa) に戻るまでに生じた体積ひずみと定義しており、圧密終了は 3t 法により確認した。

本研究では、非排水条件下の繰返し載荷は、図-5 に示す応力制御で行ない、ひずみ速度は 0.5%/min でせん断ひずみ両振幅 (DA) が 10%に達するまで繰返しせん断を与えており、液状化の定義を DA=10%としている。通常、中空ねじり試験による液状化強度試験では、DA=7.5%とするのが一般的であるが、本研究の着目点が繰返しせん断中に発生するせん断ひずみ量であるため、初期液状化に至った後に、供試体にできるだけ多くのせん断ひずみ履歴を与えるようにした為である。なお、繰返しせん断中も等方応力条件下で載荷しているため、軸方向の変位は許容している。

応力制御による繰返しせん断試験では、供試体にかかるせん断応力を制御することで繰返し載荷履歴を供試体に与えている。この為、繰返し載荷終了後に応力は初期の状態 (本研究では等方応力条件の為、載荷はゼロ) に戻るが、せん断ひずみはゼロに戻るとは限らない。本研究では、特に記載が無い場合は、図-5 に示すように繰返し載荷後に残留せん断ひずみが発生しないよう載荷終了後にせん断ひずみをゼロに戻す制御を行った。これは、本論後半で議論するが繰返しせん断

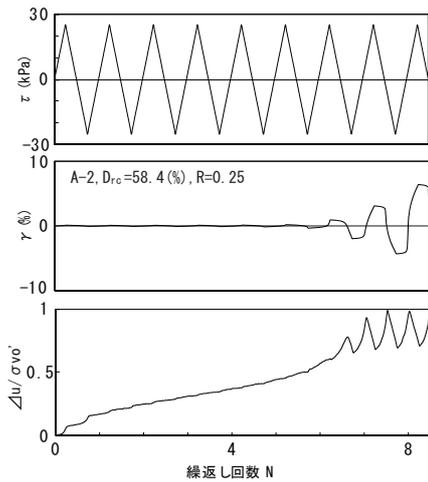
後に残留せん断ひずみがある場合、体積ひずみに影響が生じる為である。論文後半では、体積ひずみと残留せん断ひずみの関係を示す為、残留せん断ひずみがある場合の試験も実施した。

非排水繰返しせん断が終了した後、セル圧一定で排水条件にて再圧密し、排水量を測定した。表-2 に繰返しせん断前の各供試体の試験条件を示す。砂の種類、圧密後の相対密度 D_{rc} および応力比を変化させた 15 ケースである。ケース A は硅砂 5 号の中密詰め、ケース B は硅砂 5 号の密詰め、ケース C は硅砂 5 号の緩詰めである。一方、ケース D は混合砂の中密詰め、ケース E は混合砂の緩詰めである。ここで、混合砂の供試体 D-3 は、B 値が 0.9 以下であるため、液状化強度を検討する場合には除外するべき供試体である。しかし、本研究では体積ひずみに着目しており、B 値が 0.9 を若干下回ったとしても供試体内の空気の体積は、排水量に影響を及ぼすと考えにくいため除外する必要はないと考え実験データを他の供試体結果と同列に取り扱った。後述する液状化強度曲線 (図-14) のトレンドにおいて D-3 の B 値が 0.01 小さくなったことで変化しているようにはみえないことも D-3 を検討に含んだ理由である。

3. 繰返しせん断変形特性

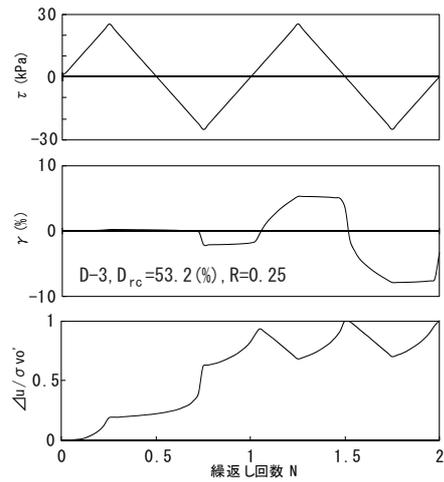
(1) 繰返し載荷時のせん断変形挙動

非排水繰返しせん断試験より得られた、せん断応力、せん断ひずみおよび過剰間隙水圧比と繰返し回数との



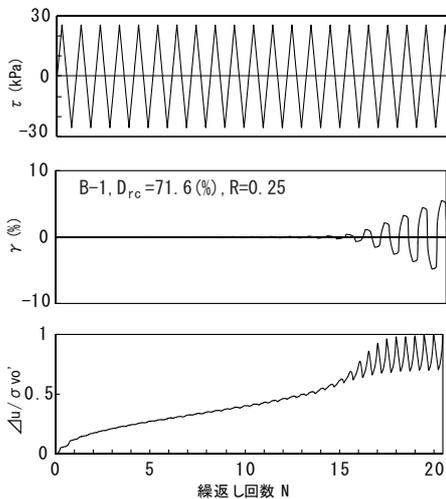
$D_{rc}=58.4\%$, $e=0.880$ 繰返し応力振幅比 0.25

図-6 非排水繰返しせん断試験結果 (ケース A-2)



$D_{rc}=53.2\%$, $e=0.939$ 繰返し応力振幅比 0.25

図-8 非排水繰返しせん断試験結果 (ケース D-3)



$D_{rc}=71.6\%$, $e=0.821$ 繰返し応力振幅比 0.25

図-7 非排水繰返しせん断試験結果 (ケース B-1)

関係を図-6、図-7 および図-8 に示す。なお、図中 D_{rc} の値は、圧密後せん断開始前の相対密度である。図-6 は 5号珪砂による中密、応力振幅比 0.25 のケースであり、図-7 は、図-6 と同じ試料、同じ応力比であるが圧密後の相対密度 D_{rc} が 10% 高い密な試験ケース、図-8 は図-6 と同じ応力振幅比であるが試料が混合砂、中密な試験ケースである。

図-6 は、繰返しせん断に伴い間隙水圧が少しずつ増加していき、過剰間隙水圧比がほぼ 1.0 になったとき、せん断ひずみが増加し始め、過剰間隙水圧がほぼ 1.0 になってから $DA=10\%$ に至るまでの繰返し回数は 2 回となっている。一方、密度の高い図-7 は、過剰間隙水圧比がほぼ 1.0 になってもせん断ひずみは中密な砂と比べて、回数ごとに徐々に増加し $DA=10\%$ に至るまでの繰返し回数は 4 回となっている。このように相対密度の

違いによって、過剰間隙水圧比が 1.0 になってから破壊までの回数に違いがある。

せん断ひずみの発生挙動を細かく観察すると、3つの試験ケース全てで過剰間隙水圧比が 0.7 程度でせん断ひずみが発生し、せん断ひずみが増加しはじめると過剰間隙水圧が急激に上昇し、その後少ない回数で過剰間隙水圧比が 1.0 に至る。

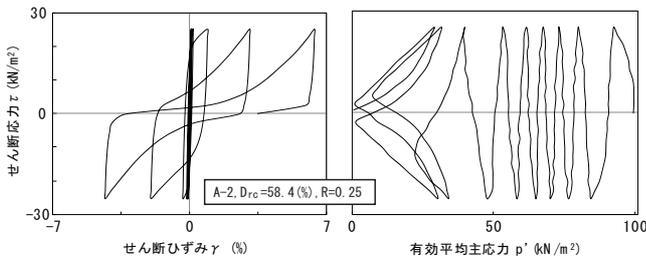
過剰間隙水圧の上昇はせん断による負のダイレイタンスによるものである。著者らの既往の研究結果のように、このダイレイタンス挙動が応力履歴ではなくせん断ひずみ履歴に依存していることを考慮すれば、载荷初期に比べて有効応力が十分に低い値に至った場合には、入力されるせん断応力に対して容易に土骨格が変形しやすく、せん断ひずみが発生する状態となり過剰間隙水圧も上昇し易くなると言える。

繰返しせん断中に発生するせん断ひずみは、前述の通り過剰間隙水圧比が 1.0 に至る前の 0.7~0.8 程度から徐々に発達している。ただし、過剰間隙水圧比が 1.0 に至った後の方が比較的大きなせん断ひずみが生じている。

図-9、図-10 および図-11 に各応力-ひずみ関係および有効応力経路を示す。どのケースも繰返しせん断によりせん断抵抗が低下し液状化が生じている。せん断応力を減少させると応力経路は一端原点に近づくが、次の载荷により破壊包絡線にほぼ沿うように原点から離れていく。これらは、サイクリックモビリティ現象によるものである。

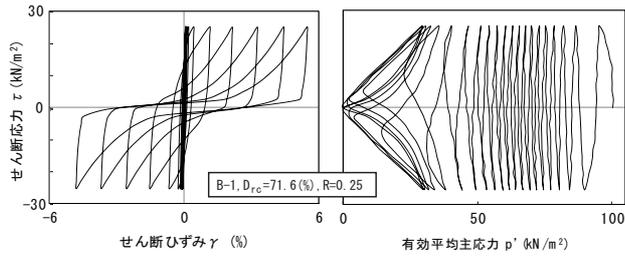
(2) せん断ひずみ履歴の評価

繰返しせん断中のせん断ひずみ履歴について累加せん断ひずみを用いて整理を行う。累加せん断ひずみは、



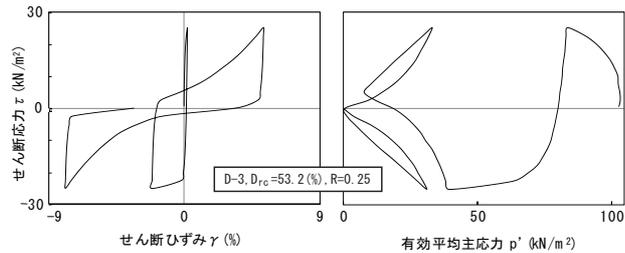
$D_{rc}=58.4\%$, $e=0.880$ 繰返し応力振幅比 0.25

図-9 応力～ひずみ関係と有効応力経路 (ケース A-2)



$D_{rc}=71.6\%$, $e=0.821$ 繰返し応力振幅比 0.25

図-10 応力～ひずみ関係と有効応力経路 (ケース B-1)



$D_{rc}=53.2\%$, $e=0.939$ 繰返し応力振幅比 0.25

図-11 応力～ひずみ関係と有効応力経路 (ケース D-3)

有効応力解析にて土の損傷を表現するために内部変数として使われることがある(例えば²¹⁾。液状化解析では軸差せん断成分も含んで塑性偏差ひずみ増分の絶対値を用いているものもある。本研究で用いた累加せん断ひずみは次に示す式で定義した。

$$\gamma_{acm} = \int |\dot{\gamma}(t)| dt \quad (1)$$

ここで $\dot{\gamma}(t)$ は時刻 t におけるせん断ひずみ速度である。ただし、累加せん断ひずみを指標として用いる場合の指標の欠点として、繰返し载荷により過剰間隙水圧が発生せず、体積ひずみも発生しない 10^{-4} レベル以下の小さなせん断ひずみ²²⁾を多数繰返すような場合には適用できないことである。

図-12 は、繰返しせん断応力比 (0.25) が等しく土質材料および初期密度が異なる供試体の両振幅せん断ひずみ $DA=10\%$ における载荷回数と繰返しせん断時に発

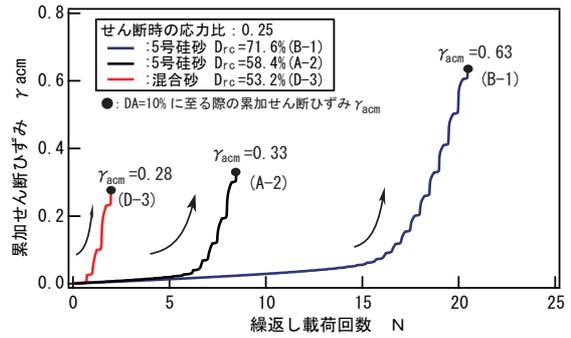
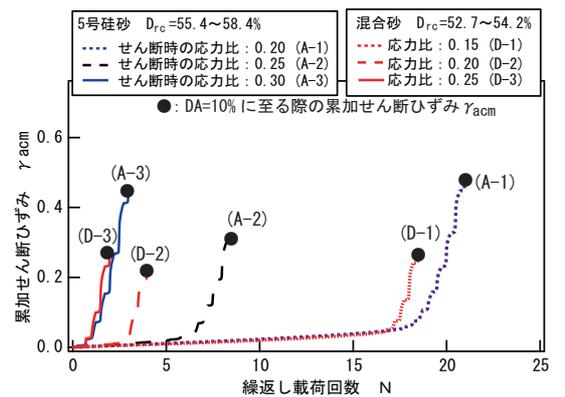
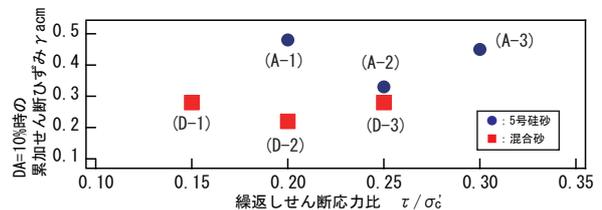


図-12 初期の相対密度が異なる場合における载荷回数と累加せん断ひずみの関係



a) 累加せん断ひずみ～载荷回数関係



b) $DA=10\%$ 時における累加せん断ひずみと繰返しせん断応力関係

図-13 初期の相対密度が等しくせん断応力が異なる場合における累加せん断ひずみ

生ずる累加せん断ひずみの関係を示したものである。応力振幅が等しい場合、密度が高いほど $DA=10\%$ に至る载荷回数は増え、液状化し難い結果となるため累加せん断ひずみの量は増加する。なお、どの結果も図に示すように累加せん断ひずみ～繰返し载荷回数関係は変曲点が現れるバイリニアのような挙動を示す。この変曲点は、図-6、図-7 および図-8 内の過剰間隙水圧比が 0.7 に至りせん断ひずみが急増しはじめた点に該当する。

次に図-13 に初期の相対密度 D_{rc} は等しいが繰返しせん断応力振幅が異なる供試体の载荷回数と累加せん断ひずみの関係をまとめたものを示す。図-13 中 a) は累加せん断ひずみ～载荷回数関係であり、b) は、初期の相

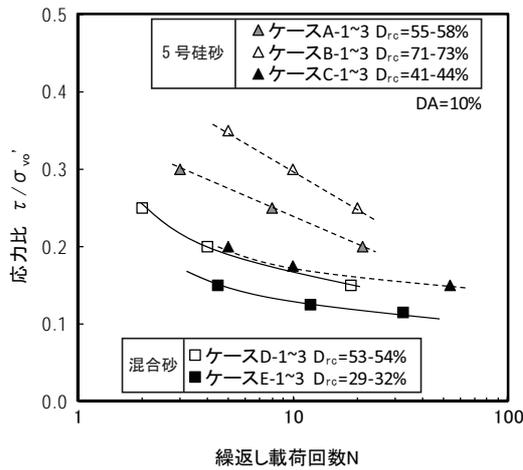


図-14 液状化強度曲線

対密度が等しくせん断応力が異なる場合における載荷回数と累加せん断ひずみの関係である。5号砂と混合砂、どちらの試料も応力比が小さいほど DA=10%までの載荷回数は増えるが、繰返しせん断終了時の累加せん断ひずみは、応力比に比例する結果となっていない。

以上、図-12 と図-13 より両振幅せん断ひずみ DA=10%に至るまで供試体が載荷中に受ける繰返しせん断ひずみ履歴は、繰返し載荷時のせん断応力振幅だけでなく、供試体が液状化してからの繰返し回数にも大きな影響を受けることが示唆される結果となった。

(3) 液状化強度

図-14 は、両振幅せん断ひずみ DA=10%に至るまでの繰返し載荷回数と繰返し応力比の関係（液状化強度曲線）である。どのケースも相対密度が増加すると液状化強度が増加している。相対密度のほぼ同じケース A とケース D を比較すると、細粒分を含む混合砂は液状化 (DA=10%) までの回数が少なく、このことから細粒分含有率が高い方が液状化強度が小さい結果となった。これは、細粒分含有率が高いほど液状化強度が高いという一般的な知見に当てはまらない結果である。

伊東ら²³⁾や兵動ら¹⁷⁾の研究によれば、中間土や砂質土中において、粘土分含有率や塑性指数が液状化強度と高い相関があり、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を示している。

宋ら¹⁴⁾や島袋ら¹²⁾の結果によれば非塑性シルトの液状化強度は、きれいな砂と同程度となることを示している。風間ら²⁴⁾は、まさ土の液状化抵抗について検討し、粗粒の粒子の表面に付着している細粒分がせん断時に“コロ”の役目を果たし液状化抵抗を小さくさせるという知見を示している。これら既往研究の知見および本研究より得られた結果を踏まえると、砂質土中の非塑性の細粒分、特に非塑性シルト分は、液状化抵抗を低下させると言えそうである。

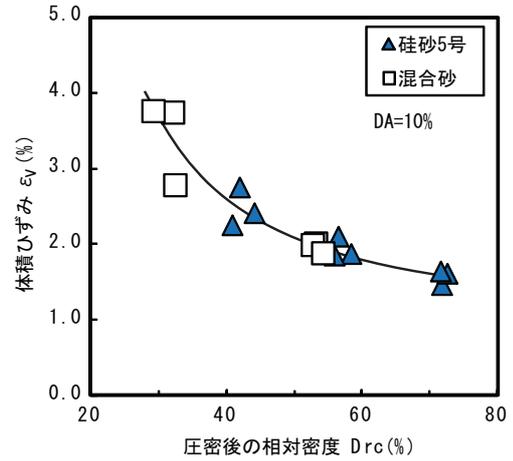


図-15 相対密度と残留体積ひずみの関係

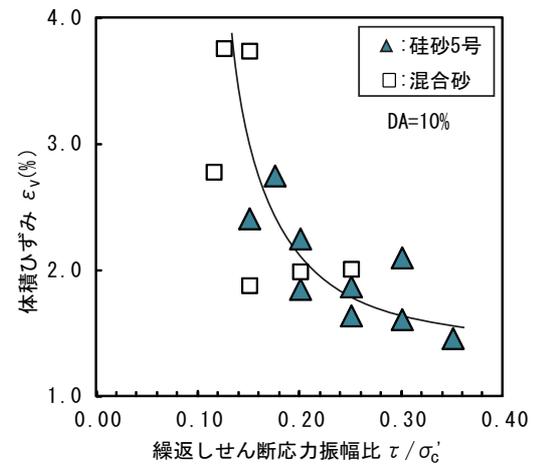


図-16 残留体積ひずみと繰返しせん断応力比の関係

4. 繰返しせん断後の体積収縮挙動

(1) 液状化後の排水に伴う体積ひずみ

繰返しせん断終了後に排水コックを開けることで過剰間隙水圧消散に伴う排水量を計測、液状化後の体積収縮挙動の把握を行った。再圧密による排水の終了は、3t法で確認したが、排水コックを解放した直度にほとんどの排水が生じている。図-15 に体積ひずみと相対密度の関係を示す。図より、相対密度が大きくなるにつれて体積ひずみは少なくなっていることがわかる。また、相対密度の同じ5号砂と混合砂の体積ひずみをみると、ほぼ同じ位置にあるため、今回対象とした砂質土では細粒分の有無に係わらず、沈下量は相対密度に依存していることがわかる。しかし、体積ひずみ～相対密度関係のみでは、繰返しせん断履歴を考慮することができず、入力するせん断応力比の大小や載荷回数、せん断ひずみ履歴などの影響を評価できない。よって、次に繰返しせん断時の応力履歴を用いた体積ひずみの整理について検討する。

図-16にケースA~E全ての供試体における体積ひずみと繰返しせん断応力振幅の関係を示す。値がばらつくが砂5号と混合砂の両方の供試体で応力振幅が大きくなるほど体積ひずみは小さくなる結果となった。特に細粒分を含む混合砂でこの傾向が顕著である。これは、a) 大きいせん断応力振幅を加えた試料は、初期密度が大きい供試体であるため体積ひずみが小さい。ことによるものとともに、次項において後述する知見、繰返し載荷時に生じる累加せん断ひずみが多いほど繰返しせん断後の体積ひずみは大きくなることを基に推測した場合、b) 繰返しせん断時の応力比が大きいほど少ない載荷回数でDA=10%に達し載荷終了となるため、供試体の繰返しせん断ひずみ履歴が少なくなる。等の為と考えられる。この結果が示す通り、本稿における試験条件下では、繰返しせん断応力と液状化後の体積ひずみには正の相関は見受けられなかった。

続いて従来から用いられている最大せん断ひずみを用いて整理する。実験ケースA~Eは、載荷をDA=10%で終了している為、全ての供試体の最大せん断ひずみは10%であるが、図-16にある通り、体積ひずみは1.2%~3.8%の間でばらつく。これは、同じ最大せん断ひずみでも繰返しせん断中の履歴が異なると繰返しせん断後の体積ひずみが異なることを示唆している。

(2) 累加せん断ひずみによる体積ひずみの整理法

液状化後の体積ひずみに対する繰返し載荷履歴の影響について正確に評価するには、初期の相対密度や繰返しせん断応力、最大せん断ひずみを指標として用いるのは十分ではない。著者らの既往研究より細粒分を含まない砂が繰返しせん断履歴を受けた場合の体積ひずみ(体積変化)は、繰返しせん断ひずみ履歴(累加せん断ひずみ)に依存していることが分かっている。

本研究でも試験結果について、繰返し載荷履歴の評価を累加せん断ひずみをせん断履歴の評価指標として用い、試験前後の変化が分かるように整理した。図-17に累加せん断ひずみと体積ひずみとの関係を示す。また、図には本実験と他の実験例を比較するため、体積ひずみの予測モデル⁹⁾の計算結果を併せて示す。計算方法は以下の式で求めた。

$$\begin{aligned} \varepsilon_v &= \ln \frac{v}{v_c} \\ &= \rho \times \ln \frac{p'_i + p'_i}{p'_i} \end{aligned} \quad (2)$$

$$p'_i = p'_0 \times 10^{-x} \quad (3)$$

$$x = f(\gamma_{acm}, D_{rc}) \quad (4)$$

ここで、 v_c : 非排水繰返し載荷直後の比体積、 v : 水圧消散時の比体積、 ρ : $\ln v - \ln p'$ 関係における正規圧密領

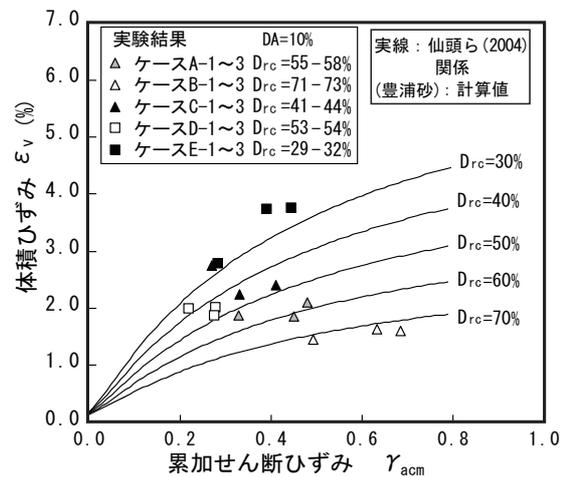


図-17 残留体積ひずみと累加せん断ひずみの関係

域の勾配、 p'_0 : 初期平均圧密応力、 p'_i : 有効応力がゼロの場合に体積ひずみ ε_v が無限大にならないために導入された計算上のパラメータである。なお ρ および x には以下の実験式が提案されている。

$$\rho = 0.00272 - 1.020 \times 10^{-3} \cdot (D_{rc}/100) \quad (5)$$

$$x = \frac{a \cdot \gamma_{acm}}{1 + \gamma_{acm}/b} \quad (6)$$

式(6)中の a には、以下の実験式が提案されている。

$$a = -0.32D_{rc} + 35.8 \quad (7)$$

ここで、 $b = 0.5$ である。以上の計算方法で、所定の相対密度における体積ひずみを計算したものを図中に示した。本実験と予測モデルによる計算値を比較してみると、砂の種類、繰返しせん断履歴の与え方が異なり、多少のばらつきはあるものの近い値を示している。これは、累加せん断ひずみを履歴指標とした場合、最大せん断ひずみと異なり、繰返しせん断中の最大値のみだけでなく履歴中のすべてのひずみ履歴をも評価していることによるものと理解される。本研究の試験結果においても、累加せん断ひずみは相対密度が等しければ、体積ひずみと相関がある結果となった。

ここで、細粒分を含む砂質土の体積ひずみが、豊浦砂で明らかにされた体積ひずみ~累加せん断ひずみ~相対密度の関係(式(5)(6))を用いて表現できることについて考察する。

本研究で用いた試料において最大・最小間隙比の差($e_{max} - e_{min}$)は、砂5号:0.45、混合砂:0.57に対し豊浦砂が0.38であり近い値にある。この為、相対密度で表示される供試体中の間隙率は、3種類の試料の粒度分布の違いによらず近い状態にある。また、伊東ら²³⁾の研究によれば、細粒分を含む砂質土の骨格は、細粒分含有率が15%程度以下の領域では、砂主体の骨格が形成されており繰返し強度特性も砂主体の挙動となる

表-3 試験ケース

No.	試料	応力比	相対密度 D_{rc}	B 値
F-1	硅砂 5 号	0.20	70.0	1.00
F-2		0.25	71.6	0.98
F-3		0.25	70.4	1.00
F-4		0.25	72.9	1.00
F-5		0.25	69.5	1.00
F-6		0.30	72.6	0.98
F-7		0.30	72.6	0.98
F-8		0.25	71.5	0.98

ことが示唆されている。本研究で用いた土試料 混合砂は、細粒含有率は 17%ではあるが骨格構造は砂分が担い、その為、細粒分の無い硅砂 5 号や豊浦砂と挙動の差がほとんどなかったのではないかと考える。このようなことから、硅砂系地盤材料においては、ほぼ等しい体積ひずみ～累加せん断ひずみ～相対密度の関係が成り立つのではないかと推測する。

以上が本研究の要素試験によって得られた知見である。ただし、得られた知見は、砂質土に含まれる細粒分が硅砂由来の非塑性シルトの場合の結果であり、鉱物組成が異なる場合、特に粘土を含む場合や堆積構造が異なる場合に試験結果と同様の傾向を示すかは不明であり今後の研究が必要である。

(3) 体積ひずみと残留せん断ひずみの関係

液状化後の土の残留変形量は、残留体積ひずみと残留せん断ひずみ、あるいはその両方が同時に生じており、残留体積ひずみと残留せん断ひずみは独立ではないことが指摘されている⁸⁾。そこで、繰返し載荷終了後に残留せん断ひずみを故意に発生させた状態で体積ひずみの変化を把握した。試験条件を表-3 に示す。土試料は、5号硅砂とし、表-2 ケース B と対応する試験ケースであるが、ケース B では、せん断ひずみ両振幅 (DA) が 10%に達するまで繰返しせん断を与えているが、ケース F では、せん断ひずみ両振幅 (DA) が 5%に達するところで繰返しせん断を停止した。

残留せん断ひずみのある試験の例としてケース F-8 のせん断応力、せん断ひずみおよび過剰間隙水圧比と繰返し回数との関係を図-18 に示す。図に示す通り、実験では、繰返しせん断終了時にせん断応力をゼロの状態に戻してもせん断ひずみはゼロに戻らないように、載荷回数 17 回の途中で強制的に載荷を一端停止し、せん断ひずみが存在している状態を保持するよう応力制御からひずみ制御に制御方法を変更し、せん断応力がゼ

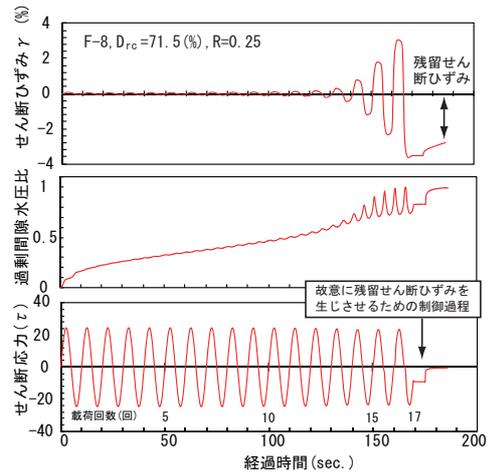


図-18 非排水繰返しせん断試験結果 (ケース F-8)

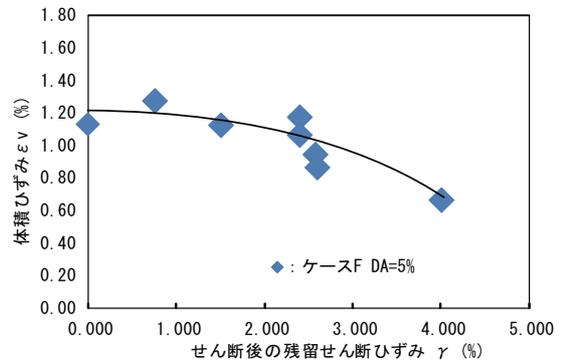


図-19 繰返しせん断後の体積ひずみと残留せん断ひずみの関係

ロに戻るまでせん断ひずみを減少させ実験を終了させた。この制御を行うことでせん断ひずみが残った状態でせん断応力をゼロにすることができる。その後、ケース A~E 同様に非排水条件解除、排水させ体積ひずみを計測した。

試験より得られた体積ひずみと残留せん断ひずみの関係を図-19 に示す。試験の結果、残留せん断ひずみがゼロの供試体で体積ひずみが最大となり、残留せん断ひずみが生じている場合は、体積ひずみは小さな値を示す結果となり、場合によっては、体積ひずみを半分程度の評価としてしまうこともある。この結果は、既往の知見である残留体積ひずみと残留せん断ひずみは独立ではないこと⁸⁾と整合が取れている。

1995 年の兵庫県南部地震以降、液状化後の残留変形や沈下などのポスト液状化挙動を検討するために、三軸試験装置や中空ねじりせん断試験装置を用いて繰返しせん断後に単調載荷や排水を行い、発生する各種のひずみを計測する事例が増えている。しかし、残留せん断ひずみが体積ひずみの大きさに影響を及ぼすことがほとんど認識されていない。この為、応力制御の試験では、載荷終了により応力をゼロに戻すが残留する

せん断ひずみ（あるいは、軸ひずみ）に対する配慮は十分にされず、また、残留せん断ひずみの処理について記載がされていない場合が多い。

本研究の成果を踏まえば、試験条件を合わせた上で結果を比較するためにも、多くの応力制御の装置では、例えば手でひずみを戻すなどの工夫が必要である。

繰返しせん断後の挙動に対する繰返し載荷過程の影響を検討する場合は、繰返し載荷後の残留せん断ひずみの影響を除外するために、応力制御の試験では応力だけでなく残留せん断ひずみをゼロに戻し検討を行うことで沈下量の過小評価を防ぐことができる。なお、ひずみ制御繰返しせん断試験²⁵⁾を用いて検討する場合、上記の内容について特に配慮する必要はない。

5. 模型実験による液状化後の沈下検出

(1) 模型実験概要と試験装置

要素試験結果にて高い適合性を示した体積ひずみの予測モデルについて、1G 場における模型振動実験を用いて検証を行った。実験には、幅 2000mm × 縦 1000mm × 高さ 1000mm のせん断土槽を使用した。図-20 に模型試験の全景を示す。地盤は、要素試験同様 5 号砂を使用し要素試験同様にの堆積構造に似せるよう水中落下法により相対密度は 60% で作製した。この地盤の透水係数を定水位透水試験で確かめたところ 0.010cm/sec であった。地表面には予め水で膨潤させたベントナイトを 2cm 敷設し不透水層を模擬した。入力波は、正弦波を使用し加速度振幅が 150gal と 50gal の 2 種、波数は 20 波、200 波であり、周波数は 10Hz と 2Hz を用いた。なお、実験ケース CASE-3 は、20 波の実験ケース CASE-2 終了後に沈下量を計測し、その後、180 波を追加で加振している。試験ケースを表-4 に示す。

計測器は、せん断土槽側方に配置した変位計（せん断ひずみ計測用）と土槽上・中・下段にそれぞれ配置した間隙水圧計、加速度計である（図-21 参照）。鉛直変位測定のための沈下計は地表面に配置し、間隙水圧の挙動との比較できるように間隙水圧計の直上に配置した。

模型地盤の体積ひずみは、本来深さ方向で一様ではないが、計測装置上の都合上、本研究では地表面沈下量の平均値を用いて土槽全体の値として算出した。

模型地盤のせん断ひずみは風間ら²⁶⁾を参考に算出した。すなわち、せん断ひずみは、図-22 に示すように深さ方向に変位が計測されている両端の変位の時刻歴を d_n , d_{n+1} とすれば、

$$\gamma_n = (d_n - d_{n+1})/H_n \quad (8)$$

と表わされる。本研究では、土槽側面の変位計を用いて算出した。模型実験におけるせん断ひずみを求める方法の詳細については、文献 26) を参照にされたい。



図-20 振動台実験

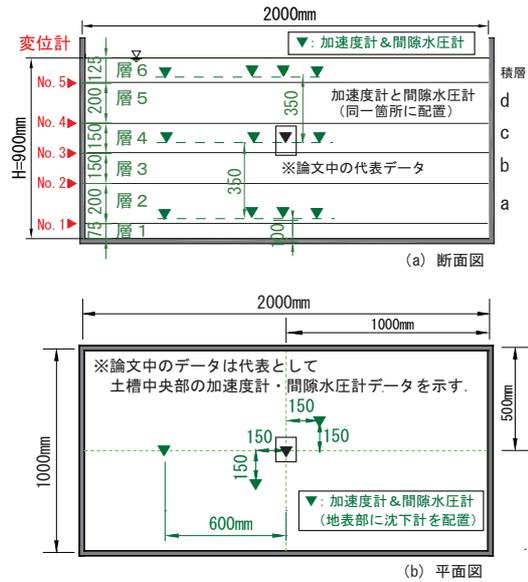


図-21 模型せん断土槽

a_1	d_1	Average Acceleration of n-th Layer
a_2	d_2	
a_3	d_3	$\bar{a}_n = (a_n + a_{n+1})/2$
\vdots	\vdots	
a_n	d_n	Average Shear Strain of n-th Layer
a_{n+1}	d_{n+1}	
\vdots	\vdots	$\bar{\gamma}_n = (d_n - d_{n+1})/H_n$
a_N	d_N	
H_N	ρ_N	a : acceleration
a_{N+1}	d_{N+1}	d : displacement
		H : thickness
		ρ : density

図-22 地盤構成の模式図（論文 26) より引用）

(2) 模型実験結果

実験における模型地盤内の計測加速度、過剰間隙水圧比、沈下量の時刻歴の例として Case-1 (20 波) と Case-3 (180 波) の結果を図-23～図-25 に示す。各計測値は図-21 中にある土槽中央部の計測機器のデータを代表値として示しており、また、せん断ひずみも地盤深さのほぼ中央である積層 b (変位計 No.2 と No.3 の計測値に基づく値) を代表として示す。Case-1 (20 波) の結果について各データの時刻歴を図-23 に、沈下量最終値

表-4 模型振動台実験ケース

No.	D_r (%)	周波数 (Hz)	入力加速度 (gal)	波数 (回)
Case-1	60	10	150	20
Case-2	60	10	150	20
Case-3	64	10	150	180
Case-4	60	2	50	20

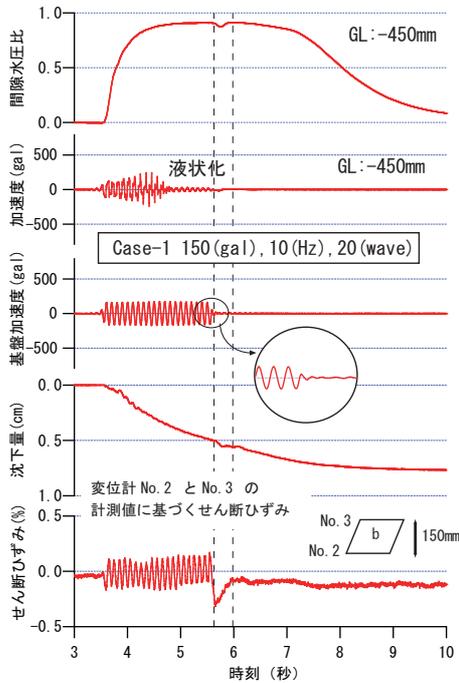


図-23 振動台実験例 (Case-1, 入力波: 150gal, 20 波)

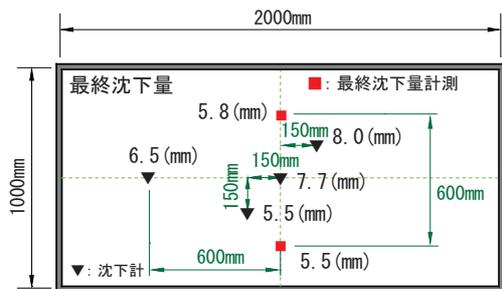


図-24 最終地表沈下量分布の平面図 Case-1

を表記した平面図を図-24に示す。模型地盤は、加振によって液状化した。これは、過剰間隙水圧比が0.9以上を示していること、地盤中の計測加速度が加振初期には高い値を示していたものが1秒経過後の加振後半には低い値を示すことから判断できる。図-23の各計測値の時刻歴を見ると地表面の沈下は、過剰間隙水圧比が0.9以上に至る前の加振後、比較的早い時期から徐々に生じており、加振終了後も水圧が消散するまで沈下が継続している。地盤の沈下に伴い土の密度は増加して

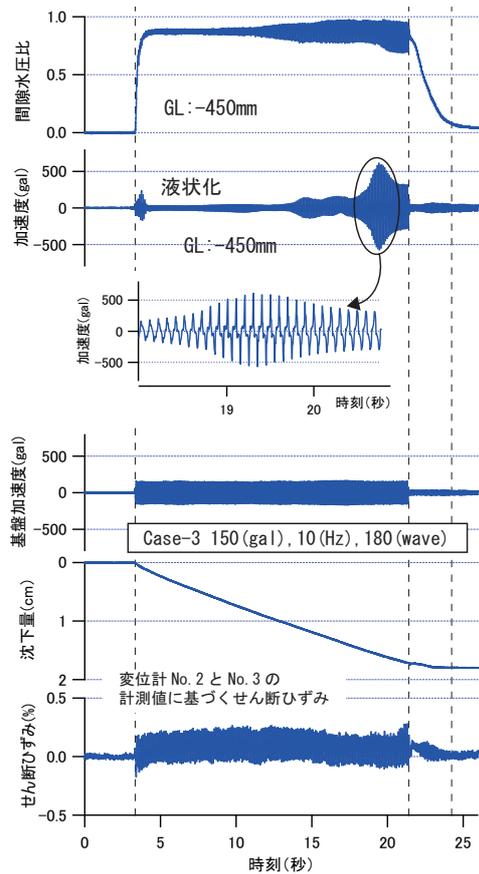


図-25 振動台実験例 (Case-3, 入力波: 150gal, 180 波)

いるが、密度増加に伴う剛性の増加は、地中の加速度応答履歴からは観察されなかった。なお、図-24に示すように地表面の沈下量の分布は、土槽中央と端部での沈下量の差は2mm程度であり、ほぼ均一に地表面は沈下している。このため土槽境界部による影響は比較的小さいようである。この地表面沈下量の平面分布の様子は、CASE-1~CASE-4の全実験ケースで当てはまった。土槽中のせん断ひずみは、加振初期から発生しており地盤が液状化した時点以前から生じているが、振動中計測されるひずみ振幅は、絶対値が0.15%程度の比較的小さい値である。せん断ひずみ履歴は、最終波終了直後に最大のひずみ量が発生、その後ゼロに戻らず、残留せん断ひずみが残る状態で試験終了に至った。この残留せん断ひずみが生じた理由は、加振最終波の慣性力によるものと推測される。実験では、载荷終了時に慣性力が残らないよう加振終了時の処理として最終波以降に振幅を徐々に落とす処理をしているが、若干慣性力が残ってしまった。本来ならばこの慣性力に対し地盤内の加速度履歴も影響を受けると推測されるが、地盤は载荷終了前に液状化したため計測加速度に変化はなかった。

計測される過剰間隙水圧比は、前述の通り加振中に0.9以上に至り、加振終了後まで一定値をとり続けるが、

表-5 模型実験結果

試験ケース		CASE-1	CASE-2	CASE-3	CASE-4
載荷周波数	(Hz)	10Hz	10Hz	10Hz	2Hz
載荷回数	(N)	20	20	180	20
過剰間隙水圧比最大値		0.92	0.97	0.98	1.00
最大せん断ひずみ	(%)	0.29	0.41	0.43	1.08
地表面沈下量	(mm)	8.0	6.8	26.9	18.6
体積ひずみ	(%)	0.89	0.76	2.99	2.07

せん断ひずみが最大値を指した際に一端低下し再度 0.9 以上の値に戻る挙動を示す。地表面の沈下挙動も同様に載荷終了直後のせん断ひずみピーク時に合わせ若干足踏みするようであり、これらからせん断ひずみのスポット的な増加が過剰間隙水圧や沈下挙動に対し影響を与えたことが推測される。これは、液状化後のせん断ひずみ履歴が体積ひずみ（沈下）に影響を与えるという要素試験の知見と整合する。

Case-3（180 波）の結果について示す。各データの時刻歴を図-25 に示す。Case-3 は、載荷前に Case-2 として 20 波の加振・液状化履歴および液状化後の再圧密履歴があるため初期相対密度は、64%程度だが再度の加振によっても液状化した（再液状化）。これは CASE-1 同様に過剰間隙水圧比挙動や地盤内の加速度応答が加振 2 秒程度で低い値を示すことから判断できる。

加振による地表面の沈下は、Case-1 同様に比較的早い時期から徐々に生じ加振終了後も水圧が消散するまで沈下が継続している。CASE-3 でも加振中に密度増加が生じており、加振後半には相対密度で 70%程度の高い密度の地盤が形成された。

地盤内の加速度応答は、一端液状化に伴い低い値をとるが、加振後 10 秒程度でまた加速度が応答し出し、20 秒後には非常に高い値を示す。これは、密度増加に伴ったサクリックモビリティによる剛性回復と考えられる。図中で示すように、加振後半の加速度履歴にサクリックモビリティ特有のスパイク形状が表れていることから判断できる。また、過剰間隙水圧比の時刻歴でもこの区間では、増加と減少を繰り返しており有効応力が回復していることが伺える。沈下量（体積ひずみ）やせん断ひずみの時刻歴を見るかぎり、載荷後半の加速度の増加が各値の挙動のトレンドに対し大きな影響を与えている様子は観察されなかった。

土槽内のせん断ひずみは、加振初期から発生しており、地盤内に過剰間隙水圧が発生した時点から生じている。入力最終波終了直後に最大のひずみ量が発生しているが、Case-1 とは異なり大きな残留せん断ひずみは生じずゼロに近い値をもって試験を終了した。

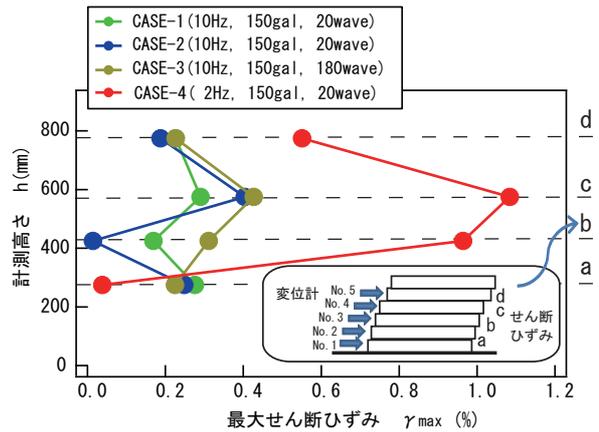


図-26 各ケースにおける最大せん断ひずみの深度分布

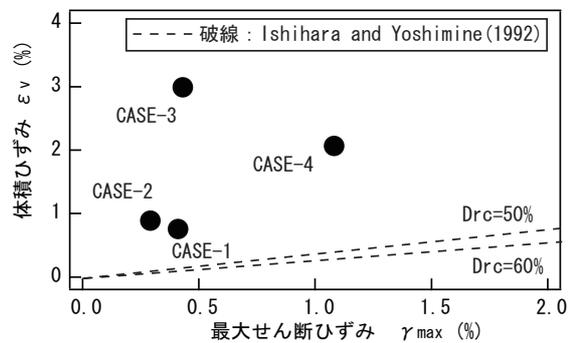


図-27 模型実験における最大せん断ひずみ～体積ひずみ関係

(3) 模型実験上における最大せん断ひずみと沈下量の関係

実施した模型実験結果について、せん断土槽の a～d の区間のせん断ひずみと地表面沈下量の平均値を用いた体積ひずみを用いて、模型地盤の体積ひずみを最大せん断ひずみをもって整理を試みるとともに、実務でしばしば用いられる最大せん断ひずみによる体積ひずみの予測法について検討を行う。

模型実験の結果についてまとめたものを表-5 に示すとともに図-26 に各ケースのせん断土槽の a～d の区間のせん断ひずみにおける最大せん断ひずみの深度分布を示す。最大せん断ひずみは、載荷周波数が高いほど低

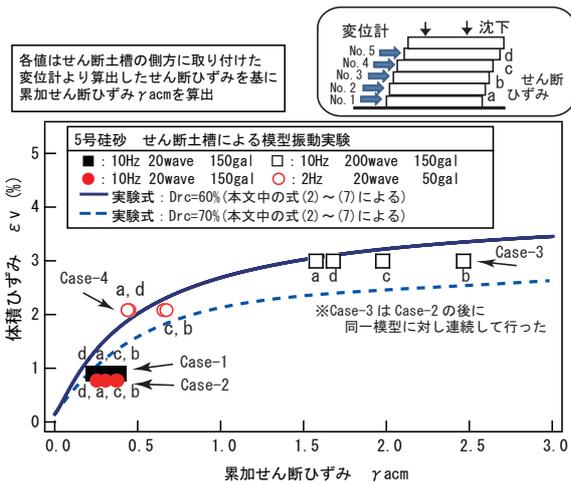


図-28 模型実験結果と提案式との関係

い値であり、2.0Hzでおおよそ1.0%、10Hzの試験ケースでは、荷回数によらず0.2~0.5%程度であった。一方、地表面沈下量より求められる体積ひずみは、同じ荷回数10Hzでも荷回数が多いほど大きい値を示し、また、同一荷回数ならば加速度振幅が小さいのにも関わらず荷回数の方が大きい値を示した。これらの知見を踏まえ、各試験の最大せん断ひずみと体積ひずみの関係をまとめると図-27となる。図には、既往の研究⁷⁾も併せて示す。図のように、実験より得られた最大せん断ひずみと体積ひずみに高い相関性は見受けられない結果となった。既往の研究では、最大せん断ひずみが1.0%の場合、予測される体積ひずみは、0.5%程度であるが、本実験では、荷回数の多い試験では、3%近い体積ひずみを生じている。本研究のように最大せん断ひずみが1.0%以下のせん断ひずみ振幅であっても、繰返し回数が多いために沈下が発生するような場合には、最大せん断ひずみに基づき体積ひずみを予測することは比較的困難ではないかと考えられる結果となった。

(4) 累加せん断ひずみに基づく沈下量の整理

実験結果について、せん断土槽のa~dの区間のせん断ひずみと地表面沈下量の平均値を用いて要素試験同様に体積ひずみ~累加せん断ひずみ関係を求めたものを図-28に示す。図中の実線および破線は要素試験結果を反映した実験式、式(2)~式(7)より求められた $D_{rc}=60\%$ 、 $D_{rc}=70\%$ の値を表示している。

図より要素試験から求めた体積ひずみ~累加せん断ひずみ関係が模型試験のせん断土槽の各積層板より得られた体積ひずみ~累加せん断ひずみ関係とよい相関を持つ結果が得られた。特に模型実験では、入力加速度および加振速度を変えて検討を行っているが、試験ケース全てで要素試験結果に基づく実験式との相関が

成り立つ。このことから、本研究における実験条件上では、液状化後の残留沈下量は、入力時の荷回数や振幅の大きさよりも加振時に観測されるせん断ひずみ履歴に影響を受けていることが示唆される。

残留せん断ひずみの残った状態で試験を終了したCASE-1については、要素試験の知見を考慮すると残留せん断ひずみがゼロであれば、今回計測された沈下量(体積ひずみ)以上に沈下量が生ずる可能性がある。

以上、要素試験より得られた知見が模型実験でも成り立つことが実証された。ただし、今回の結果は、入力周波数や土槽の特性を含んだもので実際の地震で実地盤が液状化した時にこのようなせん断ひずみの発生特性になるかは、不明である。また、要素試験は等方応力状態下による知見であるが、実地盤は等方応力状態とは異なる応力状態下にある。本研究では、等方応力状態下では無い模型地盤でも成り立つ結果になったが、今後、実地盤に合わせた K_0 状態や初期せん断のある場合の別途検討が必要と考える。

6. まとめ

本稿では、著者らの既往の研究で示した液状化後の沈下挙動は繰返し荷時の繰返しせん断ひずみ履歴に依存するという知見に基づく整理法及び予測式が細粒分の混じった砂質土および境界値問題である模型振動実験にも適用可能かについて考察した。本研究から得られた結論は以下のとおりである。

- (a) 細粒分が非塑性の場合には、細粒分の有無に関係なく繰返しせん断による体積収縮量は、繰返しせん断中の繰返しせん断ひずみ履歴に依存する。このことから著者らの既往の知見が非塑性細粒分の混じった今回の砂質土にも当てはまる結果となった。
- (b) 細粒分の有無に係わらず繰返しせん断後の体積ひずみは、相対密度が大きくなるにつれて少なくなり、液状化後の体積ひずみは相対密度に依存している結果となった。
- (c) 繰返し荷終了後に残留せん断ひずみが無い供試体では体積ひずみが最大となり、残留せん断ひずみが生じている場合は、体積ひずみは小さな値を示す結果となった。特に試験終了時に残留せん断ひずみが有る状態で、排水による体積ひずみを計測した場合、排水量を過小評価する可能性が示唆される結果となった。
- (d) 模型振動実験を実施し、液状化後の地表面沈下量と加振時における地盤内加速度履歴やせん断ひずみの相関を調べた。その結果、本研究における試験条件下においては、最大せん断を用いて体積ひずみを予測すると、実験値を過少に評価すること

がわかった。

- (e) 模型試験の結果、要素試験に基づく体積ひずみ～累加せん断ひずみ関係のモデル式が模型試験の体積ひずみ～累加せん断ひずみ関係とよい相関を持つ結果となった。特に模型実験では、入力加速度および加振速度を変えて検討を行っているが、試験ケース全てで要素試験結果に基づく実験式との相関が成り立つ結果となった。このことから、入力時の載荷周波数や振幅の大きさよりも加振時に観測されるせん断ひずみ履歴に影響を受けていることが示唆される。

以上が要素試験および模型実験から得ら知見である。ただし、要素試験の結果は、砂質土に非塑性シルトが含有した場合の結果であり、鈹物組成が異なる場合、特に粘土を含む場合や堆積構造が異なる場合に試験結果と同様の傾向を示すかは不明であり、今後さらに研究が必要である。

謝辞： 本研究を行うにあたって、佐古野崇弘氏（現：三菱重工プラント建設（株））、平田真史氏（現：多度津高等学校）、松下亮太氏（現：五洋建設（株））には原稿中の要素試験を実施していただきました。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) Lee, K. L. and Albasa, A.: Earthquake induced settlements in saturated sands, *Proceedings of ASCE, Journal of the Geotechnical Engineering Division*, Vol.100, GT4, pp.387-406, 1974.
- 2) 佐々木勉, 龍岡文夫, 山田真一: 液状化による砂地盤の沈下予測法について, 第17回土質工学研究発表会, pp.1661-1664, 1982.
- 3) 国生剛治, 吉田保夫, 西好一, 江刺靖行: 密な砂地盤の地震時安定性評価法の検討 (その1) 密な砂の動的強度特性, 電力中央研究所報告, No.383025, pp.37-40, 1983.
- 4) Nagase, H. and Ishihara, K.: Liquefaction-induced compaction and settlement of sand during earthquake, *Soils and Foundations*, Vol. 32, No. 1, pp.173-188, 1992.
- 5) Shamoto, Y., Sato, M. and Zhang, J-M.: Simplified estimation of earthquake-induced settlements in saturated sand deposits, *Soils and Foundations*, Vol. 36, No. 1, pp.39-50, 1996.
- 6) Tokimatu, K. and Seed, H. B.: Evaluation of settlements in sands due to earthquake shaking, *Proceedings of ASCE, Journal of the Geotechnical Engineering Division*, Vol.113, No.8, pp.861-878, 1987.
- 7) Ishihara, K. and Yoshimine, M.: Evaluation of settlement in sand deposits, *Soils and Foundations*, Vol. 32, No. 1, pp.173-188, 1992.
- 8) 風間基樹: 阪神大震災以降の液状化研究—液状化した土の残留変形特性の評価, 電力土木, No.348, pp. 1-6, 2010.
- 9) 仙頭紀明, 風間基樹, 渦岡良介: 非排水繰返しせん断履歴後の再圧密実験と体積収縮特性のモデル化, 土木学会論文集, No.764/III-67, pp.307-317, 2004.
- 10) 海野寿康, 風間基樹, 渦岡良介, 仙頭紀明: 同一繰返しせん断履歴における乾燥砂と飽和砂の体積収縮量の関係, 土木学会論文集 C, Vol.62, No.4, pp.757-766, 2006.
- 11) 海野寿康, 谷茂: 繰返しせん断ひずみ履歴に基づく液状化後の体積収縮量の評価に対する試験制御や試験条件の影響, 土木学会論文集 C, Vol.64, No.4, pp.776-781, 2008.
- 12) 島袋淳, 安原一哉, 村上哲: 堆積構造の異なる非塑性シルト質土の液状化及び液状化後挙動, 土木学会論文集, No.659/III-52, pp.39-49, 2000.
- 13) 地盤工学会: 礫質土, シルト質土, まさ土における液状化に関する講習会講演資料, 2002.
- 14) 宋炳雄, 安原一哉, 村上哲: 余裕間隙比の概念に基づいた非塑性シルトの繰返し強度と剛性低下の評価, 土木学会論文集, No.764/III-67, pp.11-24, 2004.
- 15) 足立雅樹, 安原一哉, 福島正明: 非塑性シルト質土の液状化とそれに伴う体積変化特性, 土木学会論文集, No.535/III-34, pp.145-154, 1996.
- 16) 足立雅樹, 安原一哉, 島袋淳: 塑性のない細粒分を含む砂質土の液状化とそれに伴う体積変化特性, 土木学会論文集, No.596/III-43, pp.29-38, 1998.
- 17) Hyodo, M., Hyde, A. F. L., 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.
- 18) 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.
- 19) 原忠, 國生剛治, 小見山義朗: 非塑性細粒分を含む砂礫の非排水せん断特性, 土木学会論文集, No.785/III-70, pp.123-132, 2005.
- 20) 原忠, 國生剛治, 古地祐規: 非塑性な細粒分を含む砂質土の繰返し非排水せん断強度に及ぼす飽和度の影響, 土木学会論文集 C, Vol. 65, No. 3, pp.587-596, 2009.
- 21) 金谷守, 西好一, 当麻純一, 大波正行: 有効応力に基づく地盤の非線形解析手法の開発とその検証, 土木学会論文集, No.505/III-29, pp.49-58, 1994.
- 22) Dobry, R., Stokoe, K. H., Ladd, R. S. and Yound, T. L.: Liquefaction susceptibility from S-wave velocity, ASCE National Convention, St. Louis, Missouri, October 26-31, pp. 81-544, 1981.
- 23) 伊東周作, 兵動正幸, 藤井照久, 山本陽一, 谷口聡一: 砂・粘土・中間土の非排水単調及び繰返しせん断特性, 土木学会論文集, No.680/III-55, pp.233-244, 2001.
- 24) 風間基樹, 加賀谷俊和, 柳沢栄司: まさ土の液状化抵抗の特殊性, 土木学会論文集, No.645/III-50, pp.153-166, 2000.
- 25) 風間基樹: 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, Vol.46, No.4, pp. 21-24, 1998.
- 26) 風間基樹, 豊田浩史, 東畑郁生, 柳沢栄司: 遠心振動実験から求めた砂地盤の応力-ひずみ関係, 土木学会論文集, No.535/III-34, pp. 73-82, 1996.

(2012. 2. 29 受付)

A METHOD FOR EVALUATING VOLUMETRIC STRAIN RESULTING
FROM LIQUEFACTION OF SANDY SOIL BASED
ON CYCLIC SHEAR STRAIN HISTORY

Toshiyasu UNNO, Noriaki SENTO, Yamato ONO and Kentaro HAYASHI

The objective of this study was to investigate the effects of fine fraction content, initial specimen density and residual shear strain after undrained cyclic shear in regard to the reconsolidation behavior of sandy soil at the post-cyclic shear stage. To this end, multiple stress-controlled cyclic shear torsional tests were conducted in undrained conditions. The results revealed that volumetric strain after sandy soil liquefaction is dependent on the history of shear strain hysteresis during cyclic shear regardless of the fine fraction content of the specimen. Higher values of volumetric strain at the postliquefaction stage corresponded to higher values of cyclic shear strain history. Conversely, lower values of volumetric strain at the post-liquefaction stage corresponded to higher values of initial relative density. Furthermore, when residual shear strain was seen after cyclic shear, lower values of volumetric strain corresponded to higher values of residual shear strain. These results indicated that the history of shear strain hysteresis during cyclic shear is an effective index for evaluating volumetric strain at the post-liquefaction stage. In this study, model tests using a shaking table were also performed to verify the results of the element tests. The outcomes showed that the above-mentioned index is suitable not only for use in elementary tests but also for use in shaking table tests to evaluate reconsolidation volumetric strain.