

格子状改良された砂のせん断変形特性

高橋章浩¹・杉田秀樹²・石原雅規³・谷本俊輔⁴

¹独立行政法人土木研究所 耐震研究グループ (振動) 主任研究員 (〒 305-8516 茨城県つくば市南原 1-6)
E-mail: aki-taka@pwri.go.jp

²独立行政法人土木研究所 耐震研究グループ (振動) 上席研究員 (〒 305-8516 茨城県つくば市南原 1-6)
E-mail: sugita@pwri.go.jp

³国土交通省四国地方整備局 徳島河川国道事務所 (〒 770-0803 徳島市上吉野町 3-35)
E-mail: isihara@skr.mlit.go.jp

⁴独立行政法人土木研究所 耐震研究グループ (振動) 研究員 (〒 305-8516 茨城県つくば市南原 1-6)
E-mail: s-tanimo@pwri.go.jp

河川堤防の耐震対策に格子状改良工法を適用する場合、その耐震性能照査において、固化体の内部安定の照査が必要となる。本研究では、想定される格子状改良された砂の変形モードの内、遠心模型実験で観察された格子壁の鉛直せん断に着目し、格子状改良された砂のせん断試験を実施し、その結果、格子内の未改良部のせん断抵抗が非常に小さくても、これが存在することにより、せん断方向に平行な格子壁の面外方向への変形が抑制され、結果として格子改良砂全体のせん断抵抗が大きくなること、本研究の実験条件の範囲内では、格子内に未改良砂がある場合のせん断応力-せん断ひずみ関係は、概ね改良率と一軸圧縮強度の 2 つのパラメータで正規化が可能であることを明らかにした。

Key Words : Cement-treated sand, Shear tests, Improvement in grid pattern

1. はじめに

過去の地震における河川堤防の大規模な変状は、ほとんどと言ってよいほど基礎地盤の液状化が原因となっている (例えば¹⁾。基礎地盤が液状化すると、堤体荷重により液状化した砂質土層は側方に押し出されるように変形し、これに伴い堤体が沈下する。このようなメカニズムは、模型実験でも確認されている (例えば^{2),3)}。このような変形を抑制するために土堤法尻部に対策工を設ける、ということがよく行われている。対策工としてよく用いられる固化改良工法の設計では、外部安定性の照査に加えて、固化改良自体の安定性 (内部安定性) の照査が行われる^{4),5)}。河川堤防における格子状固化体の耐震設計においては、(1) 固化体の端趾圧、(2) 固化体全体の水平せん断および (堤体方向の) 格子壁の拔出しせん断、(3) (堤体横断方向の) 格子壁の鉛直せん断に対して、固化体が安定であることを照査している (内部安定性の照査)。この照査では、固化体幅に対して高さが相対的に大きくないため、曲げに対する照査は行っていない。

一方で、固化体の寸法比や想定される固化体に作用する荷重が異なる場合には、地震時に固化体が曲げによって損傷することも考えられる。これまでに固化体が曲げによって損傷することを想定した、地震時の地盤変位を受ける杭状固化体⁶⁾や中詰め砂に鉛直荷重を受

ける壁状固化体⁷⁾の曲げ破壊特性を調べる模型試験結果が報告されており、境界条件や固化体の寸法比によっては固化体が曲げ (固化体縁端部での引張り) によって損傷することもあることが示されている。液状化対策を目的とした格子状固化体でも、固化体がスレンダーな場合には、同様の損傷が想定される。Namikawa ら⁸⁾は、動的 3 次元有限要素解析を実施し、引張りによって固化体に損傷が生じることを示している。そのような損傷が生じるものの、格子状改良の目的の一つである格子内の液状化抑制の効果には問題がないとしている。

谷本ら⁹⁾は、格子状固化改良された液状化地盤上の河川堤防に関する動的遠心実験を行い、レベル 2 地震動に対する改良体の内部安定性、破壊形態について調べている。固化体の損傷としては、河川堤防に対する対策では格子壁が比較的厚いこともあり、堤体横断方向 (堤体直角方向) の格子壁の鉛直せん断が支配的であることが示されている。縁端部での引張りについては、実験後に堤体方向の格子壁に水平方向の軽微なクラックが生じていることを観察しているが、改良土打設時の打ち継ぎ目位置と一致しており、実現を再現した有意なものとは言い難いとしている (引張りにより損傷したか否かははっきりしていない)。また、端趾圧についても計測を試みており、その大きさは、従来設計で求められた端趾圧に比して、小さかったことも報告している。実験では、固化体の内部破壊が生じないケース (塑

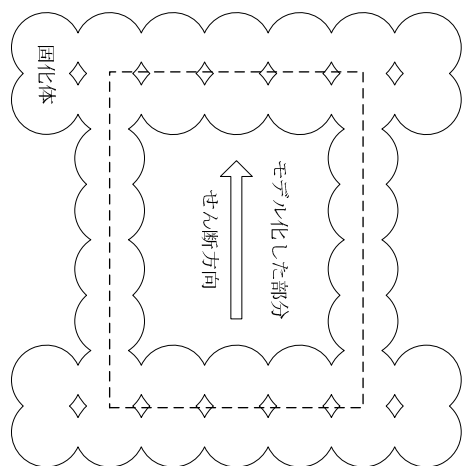


図-1 格子状改良の平面イメージ図とモデル化部分

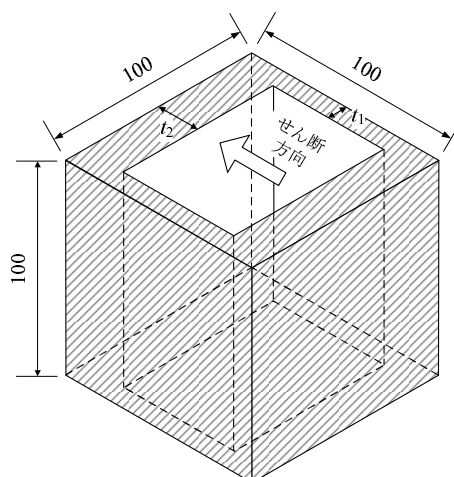


図-2 格子状改良体の形状 (寸法単位: mm)

性変形しないダミーの固化体を使用)も行っており, 上記のような損傷が起きても, 固化体に損傷がないものと比べて, 全体安定 (堤防の沈下量) はほとんど変わらなかった。

これまでは, セメント改良土のような固化体は, 脆性的な材料であるとの考え方から, 固化体に損傷が生じないことを照査しているが, 上記のように格子状固化体に損傷が生じたとしても, 所定の耐震性能が満足され得ること, 固化体の部分的な損傷が全体の破壊に必ずしも直結しないことが既往の研究で示されている。これは, セメント改良土と未改良土の複合体である格子状固化体が, ピーク強度後においても比較的靱性を有することを示しているといえる。本研究では, 想定される格子状改良された砂の変形モードの内, 谷本ら⁹⁾の遠心模型実験で見られた, 格子壁の鉛直せん断に着目し, せん断試験を行った。試験では, 格子内の砂の有無や格子壁の厚さ, 改良部の強度をパラメータとし, 各種条件下における格子状改良された砂のせん断変形特性を調べた。

2. 試験概要

図 1 に格子状改良の平面イメージ図を示す。本研究では, このように格子状に改良された地盤の内, 破線で囲まれた部分を取り出してモデル化した。実験では, 図 2 に示すように対象部分を単純化し, これを図に示された矢印方向にせん断することによって, 格子状改良された砂のせん断試験を行った。供試体は, 一辺が 100mm の立方体とし, 図に示された格子壁厚さ t_1 と t_2 , 改良部のセメント添加率等を変化させた。

用いたせん断土槽のイメージ図を図 3 に示す。内側にブレードの付いた鋼板を, 図に示すように 4 枚組合せ

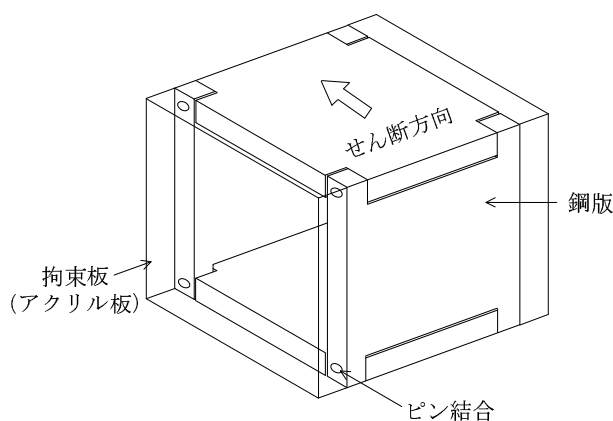


図-3 用いたせん断土槽のイメージ図

て, 各板をピン結合とした。ブレードは, 鋼板と土との境界部に確実にせん断応力を発揮させるためのものである。側面には, 平面ひずみ条件下でせん断を行えるように, 透明なアクリル板を設置し, せん断中の格子壁の変形の状況を観察できるようにした。このような機構の土槽を用いて供試体をせん断した場合, せん断ひずみが小さい領域ではほぼ等体積単純せん断モードとなるが, せん断ひずみが大きくなるにつれて, 上蓋の鉛直変位が大きくなるため, 若干ではあるが体積変化が生じる。本研究で用いた土槽では, せん断ひずみ $\gamma=3\%$ の時に生じてしまっている体積ひずみは $\varepsilon_v=0.045\%$, $\gamma=6\%$ で $\varepsilon_v=0.18\%$, $\gamma=9\%$ で $\varepsilon_v=0.40\%$ 程度である。

実験に用いた砂は, 江戸崎砂 (土粒子密度 $=2.72\text{Mg/m}^3$, 平均粒径 $=0.26\text{mm}$, 細粒分含有率 $=8.6\%$, 均等係数 $U_c=3.4$, 最適含水比 $=16\%$) である。供試体は, セメントを含まない砂の乾燥重量から算定される締固め度が 80% (乾燥密度で 1.26Mg/m^3) となるように, 所定の普通ポルトランドセメントを混合した

表-1 実験条件

Case	セメント 添加率, C	中詰め砂	改良率, a_c	t_1	t_2
01	6%	なし	52%	10mm	20mm
02	6%	あり	52%	10mm	20mm
03	12%	なし	52%	10mm	20mm
04	12%	あり	52%	10mm	20mm
05	12%	ダミー ^{*1}	52%	10mm	20mm
06	12%	なし	64%	20mm	20mm
07	12%	あり	64%	20mm	20mm
08	0%	あり ^{*2}	0%	0mm	0mm
09	6%	なし ^{*3}	100%	50mm	50mm
10	12%	なし ^{*3}	100%	50mm	50mm

*1: 砂の代わりにせん断変形を阻害しないダミーブロックを使用。

*2: 未改良砂のみ。

*3: セメント改良砂のみ。

表-2 セメント改良土の一軸強度

セメント添加率, C	q_u の平均値	変動係数
6%	408kPa	9.0%
12%	1010kPa	12%

砂を 15mm 毎に土槽内で締固めて作成した。その後、供試体中央の未改良砂部分を削りだし、未改良砂をセメント改良砂と同様の手順で締固めた。ただし、未改良砂の締固め度は 85%(乾燥密度で 1.34Mg/m^3) とした。供試体作成後、上蓋を取り付け、1 日気中養生した後、6 日間水中養生し、せん断試験を行った。せん断試験では、油圧ジャッキを用いて上蓋を図 3 の矢印方向に押すことによって供試体にせん断変形を加えた。載荷速度は毎分 0.3mm(公称せん断ひずみ速度にして、0.3%/min) とした。

実験条件を表 1 に示す。試験では、格子内の未改良砂の有無や格子壁の厚さ、改良部の強度をパラメータとした (Cases 01–07)。これまでの施工事例を見ると、堤体横断方向の格子壁厚が堤体方向のそれと比べて大きい場合が多いことから、実験では、 $t_1 < t_2$ となるケースを基本とした (Cases 01–05)。セメント添加率は 6% と 12% の 2 種類とした (セメント添加量 = 砂の乾燥質量 × セメント添加率と定義)。それぞれのセメント添加率での改良土の一軸強度を表 2 に示す。Case 05 では、未改良部に砂を詰める代わりに、せん断方向と平行な格子壁が面外方向に変形しないようにダミーブロックを設置した。これは、格子内の未改良砂がせん断変形に対しては抵抗しないものの、格子壁の面外方向への変形を抑制する効果があるとした場合に、改良部のせん断抵抗特性がどのように変化するかを調べるためのものである。上記のケース以外に、Case 08 では未改良砂のせん断試験を、Cases 09–10 では未改良部がない場合 (ブロック改良された場合) を想定した試験を行った。

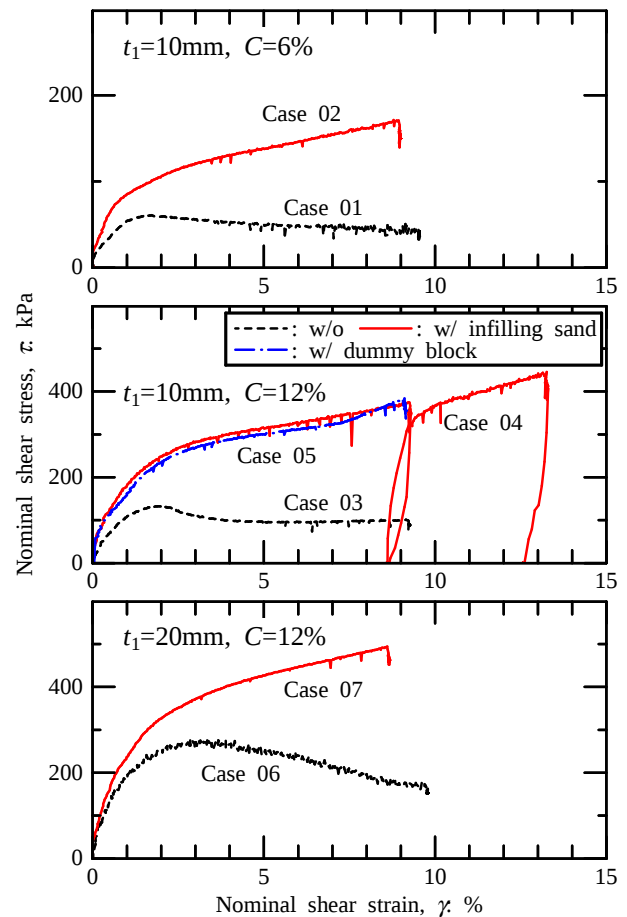


図-4 せん断応力-せん断ひずみ関係 (Cases 01–07)

3. 実験結果と考察

(1) 格子内の未改良砂の影響

図 4 に、Cases 01–07 における格子状改良された砂の公称せん断応力-せん断ひずみ関係を示す。ここで公称せん断応力は、上蓋部に作用する水平荷重を断面積 ($100 \times 100\text{mm}^2$) で除したものと定義し、公称せん断ひずみは、上蓋の水平変位を供試体高さ (100mm) で除したものと定義した。いずれの改良率・セメント添加率においても、中詰め土がない (格子内に未改良土が存在せず、空洞である) ケースの応力-ひずみ曲線は、中詰め土があるケースより下方に位置し、ピークを迎えた後、ひずみ軟化を呈している。改良率の小さいケース ($t_1=10\text{mm}$, $a_c=52\%$) では、せん断初期から、応力-ひずみ関係に中詰め土の有無の影響が現れているためピーク後の軟化の程度は比較的小さいのに対し、改良率の大きいケース ($t_1=20\text{mm}$, $a_c=64\%$) では、せん断初期の差が小さいため、その後大きな軟化を示す。一方、中詰め土がある場合、ひずみ軟化は発生しない上に、せん断抵抗自体も大きくなっている。

これらの結果は、中詰め土の存在が改良地盤を強く、

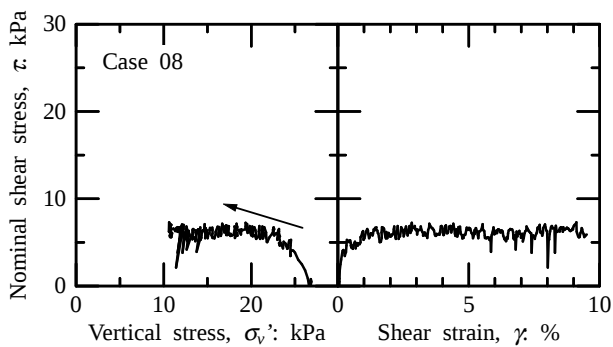


図-5 未改良砂の応力経路とせん断応力-せん断ひずみ関係 (Case 08)

靱性が高いものにすることを示唆していると考えられるが、本研究のような低拘束圧下での実験において、中詰め土 (未改良土) のせん断抵抗が改良土に比肩するとは考えられない。中詰め土がどのように性能向上に寄与しているのか調べるために行った実験結果 (Cases 05 & 08) について説明する。

図 5 に、未改良砂 (Case 08) の応力経路とせん断応力-せん断ひずみ関係を示す。これは、本研究で用いた土槽は、上載圧を制御することができないため、Case 08 として、セメント改良砂を含むケースとまったく同じ手順、同じ試験器で未改良砂のみの供試体を作成し、上蓋内側に取り付けられた小型土圧計 (図中の鉛直応力の値には、4つの土圧計の平均値を使用) により砂に作用する有効鉛直応力を計測しながら、せん断試験を行った結果である。初期の鉛直応力は、Case 08 では 27kPa 程度であった。他のセメント改良砂を含むケースでも未改良部分の鉛直土圧の計測を試みたが、改良部との剛性比が大きいことから、信頼できる計測結果を得ることができなかった。未改良部の剛性は、改良部のそれと比べて小さいことから、他のセメント改良砂を含むケースにおける未改良部の鉛直土圧は、Case 08 と同程度、若しくは、それ以下であったのではないかと推察される。Case 08 における最大せん断応力がセメント改良砂を含むケースに比べて明らかに小さいこと、締固め度 85% であってもせん断に伴い応力経路は原点方向に向かっていていることから、未改良砂のせん断抵抗自体が格子状改良砂の性能向上に寄与していたとは考えにくい。

図 6 に、 $\gamma=9\%$ 時に供試体側面に発生したクラックのスケッチを示す。図中、破線はせん断方向に直交する格子壁の内側側面の位置を表している。Case 06 については、アクリル製の拘束板が曇っていたため、せん断中にクラックの観察ができなかったことから、せん断終了後に撮影した写真を図 7 に示している。中詰め砂の

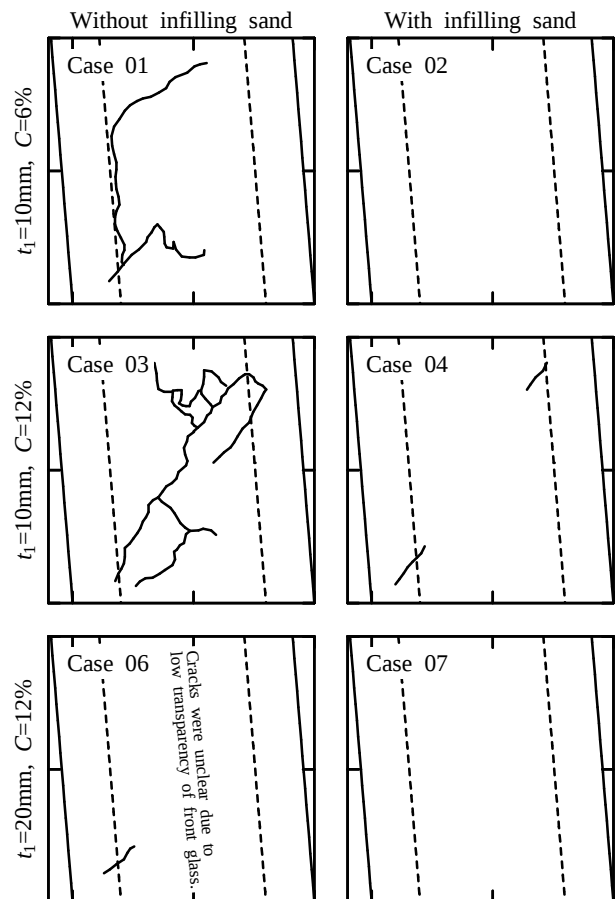


図-6 供試体側面に発生したクラック (公称せん断ひずみ $\gamma=9\%$ 時)

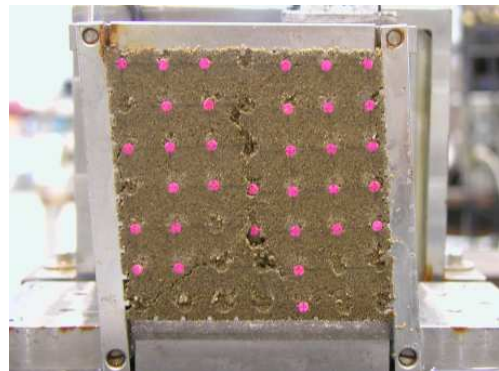


図-7 試験終了後の供試体側面 (Case 06)

あるケース (Cases 02, 04 & 07) では、小さなクラックは発生したものの、せん断中に目視できるほどの貫通クラックは現れなかった。また、ここでは示していないが、ブロック改良されたケース (Cases 09-10) では、試験後に供試体を解体したところ、対角線上に潜在すべり面が確認された。一方、中詰め砂のないケース (Cases 01, 03 & 06) では、ピーク強度発現後に、せん断方向と平行な格子壁にクラックが発生しはじめ、図に示すよ

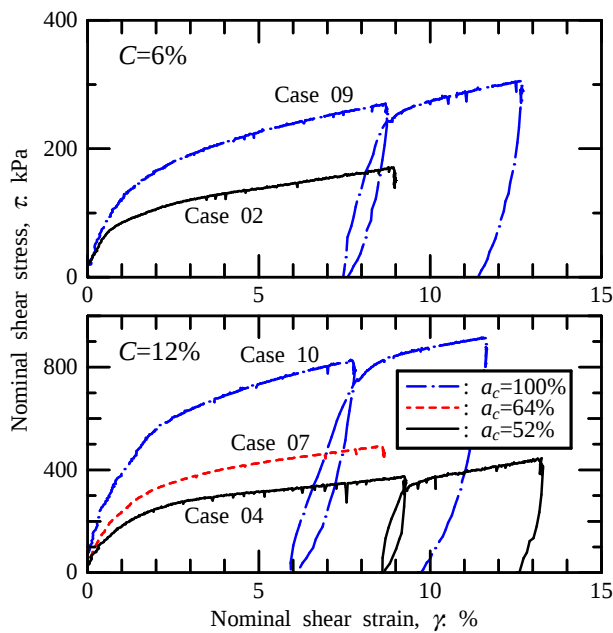


図-8 異なる改良率でのせん断応力-せん断ひずみ関係 (中詰め砂ありのケースのみ)

うに Case 03 では対角線上に, Cases 01 & 06 では, 縦方向に発達していった. また, これらのケースでは, せん断中にせん断方向と平行な格子壁が面外方向に変形し, その一部が内側に崩落していた.

前述のように, 格子内の未改良砂のせん断抵抗があまり期待できないことを考えると, 中詰め砂の有無によって格子状改良砂のせん断抵抗が大きく異なっている原因は, 上記のようなせん断方向と平行な格子壁の面外方向への変形の抑制があるか否かにあると考えられる. これを確かめるために実施した Case 05(格子内の未改良砂がせん断変形に対しては抵抗しないものの, 格子壁の面外方向への変形を抑制する効果があるとした場合に, 改良部のせん断抵抗特性がどのように変化するかを調べるためのケース)の結果が, 図4に示されているが, そのせん断応力-せん断ひずみ関係は, 中詰めのある Case 04 とほぼ一致している. 即ち, 格子内の未改良部のせん断抵抗が非常に小さくても, これが存在することにより, せん断方向に平行な格子壁の面外方向への変形が抑制され, 結果として格子改良砂全体のせん断抵抗が大きくなったと考えられる.

(2) 改良率と格子状改良砂のせん断抵抗

異なる改良率でのせん断応力-せん断ひずみ関係を, 図8に示す. ケース数は限られているものの, せん断抵抗は改良率に概ね比例しているようである. これは, 本実験の試験条件の設定にあたって河川堤防の耐震対策を念頭に置いていたため, どのケースも比較的改良

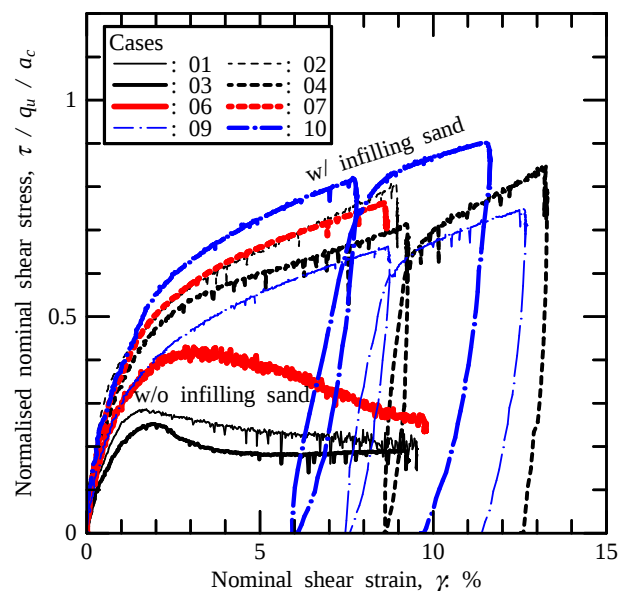


図-9 正規化せん断応力-せん断ひずみ関係 (Cases 05 & 08 以外の全ケース)

率が大きく, 格子壁が比較的厚いことに起因していると考えられる. すなわち, 格子壁厚が相対的に大きい場合は, 格子改良砂全体が単純せん断モードで変形したとき, 各格子壁も概ね単純せん断変形モードを呈し, 全体のせん断抵抗は概ねその和で決まっている (改良率に比例する) と考えられる. 一方, 格子壁がスレンダーな場合は, 格子壁が曲げ変形しやすくなるため, 全体のせん断抵抗は単純にその和は決まらなくなるため, 必ずしもこれが当てはまらない可能性がある.

上記の結果を踏まえて, せん断応力を改良率と一軸圧縮強度で正規化した, せん断応力-せん断ひずみ曲線を図9に示す. 表2に示したように強度にばらつきがあるため, 曲線が完全に一致するということはないが, 格子内に未改良砂がある場合のせん断応力-せん断ひずみ曲線, 並びに, 格子内に未改良砂がない場合の残留強度については, 概ねこの2つのパラメータで正規化が可能なのである.

格子内に未改良砂がある場合, その降伏応力は, 本研究の実験条件の範囲では, 概ね $\tau_{\text{yield}}/q_u/a_c \approx 0.5$ 程度であった. この場合の正規化が可能なのは, 上記の通り (格子改良砂全体が単純せん断モードで変形したとき, 各格子壁も概ね単純せん断変形モードを呈し, 全体のせん断抵抗は概ねその和で決まっているため) である.

一方で, 格子内に未改良砂がない場合は, その正規化ピーク強度はせん断方向に平行な格子壁厚や改良砂の一軸圧縮強度に依存するようだが, その残留強度については, ほぼ同じ値を示しており, $\tau_{\text{res}}/q_u/a_c \approx 0.2$ 程度であった. この場合, 格子状改良された砂のせん断

抵抗は、せん断方向に平行な格子壁のせん断抵抗がほとんど発揮されておらず、せん断方向に直交する格子壁の強度・破壊モードに依存していたため(壁厚が同じであったため)と考えられる。従って、この値はその厚さ(t_2)によって変化すると考えられる。

4. まとめ

河川堤防の耐震対策に格子状改良工法を適用する場合、その耐震性能照査において、固化体の内部安定の照査が必要となる。本研究では、想定される格子状改良された砂の変形モードの内、遠心模型実験で観察された格子壁の鉛直せん断に着目した、格子状改良された砂のせん断試験を実施した。試験では、格子内の未改良砂の有無や格子壁の厚さ、改良部の強度に着目し、これらの条件が格子状改良された砂のせん断変形特性に与える影響について検討した。

その結果、格子内の未改良部のせん断抵抗が非常に小さくても、これが存在することにより、せん断方向に平行な格子壁の面外方向への変形が抑制され、結果として格子改良砂全体のせん断抵抗が大きくなることを明らかにした。また、本研究の実験条件の範囲内では、格子内に未改良砂がある場合のせん断応力-せん断ひずみ関係は、概ね改良率と一軸圧縮強度の2つのパラメータで正規化が可能なことも明らかとなった。

参考文献

- 1) 建設省 河川構造物地震対策技術検討委員会: 中間報告書, 1996.
- 2) Koga, Y. & Matsuo, O.: Shaking table tests of embankments on liquefiable sandy ground, *Soils and Foundations*, Vol.30, No.4, 162-174, 1990.
- 3) Okamura, M. & Matsuo, O.: Effects of remedial measures for mitigating embankment settlement due to foundation liquefaction, *Int'l J. Physical Modelling in Geotechnics*, Vol.2, No.2, 1-12, 2002.
- 4) 建設省土木研究所: 河川堤防の液状化対策工設計施工マニュアル(案), 土木研究所資料, No.3513, 1998.
- 5) 土木研究所振動チーム: 許容沈下量に基づいた河川堤防の液状化対策工法設計マニュアル, 土木研究所振動チーム資料, No.11, 2007.
- 6) 吉田輝, 山田岳峰, 永谷英喜, 高橋章浩: 遠心模型実験による地盤改良体の曲げ特性の評価, 第37回地盤工学研究発表会講演集, 1363-1367, 2002.
- 7) 古閑潤一, 上山 等, 早野公敏, 山田岳峰, 並河 努: 3章 WG2 委員会報告, セメント及びセメント系固化材を用いた固化処理土の調査・設計・施工方法と物性評価に関するシンポジウム, 83-156, 2005.
- 8) Namikawa, T., Suzuki, Y. & Koseki, J.: Seismic response analysis of lattice-shaped ground improvement, *Proc. Deep Mixing '05*, 263-271, 2005.
- 9) 谷本俊輔, 杉田秀樹, 高橋章浩: 格子状固化改良された河川堤防の動的遠心模型実験, 第42回地盤工学研究発表会講演集, 2007.

(2007. 4. 6 受付)

Mechanical properties of sand improved by cement in grid pattern

Akihiro TAKAHASHI, Hideki SUGITA, Masanori ISHIHARA and Shunsuke TANIMOTO

To mitigate liquefaction-induced settlement of levees, improvement of liquefiable foundation ground by cement is often adopted. In this study, mechanical properties of sand improved by cement in grid pattern were examined by means of the direct shear tests on the improved sand. Test results reveal that the unimproved sand in grids prevents out-of-plane deformation of improved soil walls arranged in grid pattern and makes the shearing resistance of the overall improved zone. It is also found that the stress-strain relations of the sand improved in grid pattern can be a unique line when they are normalised by the unconfined compression strength of the cement-treated sand and improvement ratio.