

セメンテーションを付加した砂試料の圧密時におけるせん断波速度の変化と液状化特性

志賀 正崇¹・清田 隆²・片桐 俊彦³

¹学生会員 東京大学 工学系研究科社会基盤学専攻 (〒153-8505 東京都目黒区駒場 4-6-1)

E-mail: shiga815@iis.u-tokyo.ac.jp

²正会員 東京大学 生産技術研究所 (〒153-8505 東京都目黒区駒場 4-6-1)

E-mail: kiyota@iis.u-tokyo.ac.jp (Corresponding Author)

³正会員 東京大学 生産技術研究所 (〒153-8505 東京都目黒区駒場 4-6-1)

E-mail: toshi@iis.u-tokyo.ac.jp (Corresponding Author)

形成年代の古い更新統の砂質土は、完新統の砂質土と比較して安定化の作用を受けているが、その作用が液状化にもたらす影響の定量的評価は難しく、従来の液状化判定では通常の砂質土の枠内で評価が行われている。本研究では、既往研究で行われているせん断波速度による土粒子構造の差異を評価する方法を人為的にセメンテーションを付加した供試体に適用し、圧密時におけるせん断波速度の変化に対して考察を行った。また非排水繰り返し載荷試験を実施し、応力経路や応力ひずみ関係、正規化損失エネルギーに対する考察を行った。

Key Words: Liquefaction, cementation, shear wave velocity

1. 研究背景

更新統の砂質土層は形成年代が古く、完新統の砂質土と比較して安定化の作用を受けている。この作用は物理的安定化と化学的安定化の大別される。具体的には、前者は応力履歴による土粒子配列の変化による構造の強化を表し、後者はセメンテーションによる土粒子間固着力の変化を表す。

こうした安定化作用を受けた更新統の砂質土は、受けていない完新統の砂質土と比較して、何らかの力学特性の違いがあると考えられる。しかしながら、道路橋示方書では基本的に更新統の砂質土についての液状化判定は行わない方針が記載されている¹⁾など、更新統の砂質土に対する定量的評価は基準化されていないのが現状である。一方で、東京電力は柏崎刈羽原子力発電所の耐震性再評価において、更新統の地層の液状化を対象に入れている²⁾。

一方セメンテーションが力学特性にもたらす影響を議論した研究が複数存在する。Koseki and Ohta³⁾では、豊浦砂とベントナイトを混合した供試体に用いて、異なる圧密履歴が液状化特性に与える影響を議論した。Porcino et al.⁴⁾は正規化された繰り返し回数と過剰間隙水圧比の関係を、珪砂と無機カルシウムを含むグラウトを混合した供試体を用いて調べ、結果として、セメンテーションを持つ供試体の過剰間隙水圧の上昇は、持たない試料より

も速いことを示した。

一般に原位置の土試料は、乱された試料と比較して高位の土粒子構造を持つ。この土粒子構造とはセメンテーション以外にも、過圧密や堆積環境に起因するものである。既往研究において、試料採取の過程でこの土粒子構造が乱れ、液状化特性に大きな影響を与えることが知られている⁵⁾。こうした試料の乱れを避けるため、凍結サンプリングなどの高品質な試料採取技術が開発されたが費用が高く、得られる試料本数も限られている。このような理由から、ある程度乱れがある試料でも原位置液状化特性が再現できる手法が研究されてきた。

中でもせん断波速度 V_s あるいは微小せん断剛性 G_d は、土粒子構造が力学特性にもたらす影響を定量化する際に用いられることが多い。Tokimatsu and Hosaka⁶⁾は事前に密度と微小せん断剛性を揃えた再構成供試体に全く乱れ(応力履歴)を与えない状態で、非排水繰り返し試験を行った。この結果は原位置から凍結サンプリングで採取された不攪乱供試体と同等の液状化強度曲線を描いた。

本研究ではセメンテーションに起因する力学特性の変化を、圧密時ではせん断波速度、液状化時では応力とひずみ、エネルギーの観点から整理を行った。具体的には早強ポルトランドセメントと珪砂7号を用いて、人工的にセメンテーションを付加した供試体を作成し、これらを用いて圧密及び非排水繰り返し載荷を実施した。また圧密前後、および圧密中にせん断波速度の計測を行った。

2. 供試体作成方法・試験条件

供試体は珪砂7号($G_s=2.617\text{g/cm}^3$)と早強ポルトランドセメントを混ぜ合わせて作成した。重量比での珪砂に対するセメント添加率, C は 0, 1, 2, 3 並びに 5% とした。また相対密度, D_r は $C=0\%$ の供試体については 40, 50, 60% とし、 $C=1, 2, 3, 5\%$ の供試体については 65% とした。

供試体作成方法は以下の手順で行った。セメント添加を行う供試体については、予め重量を計測した珪砂7号とセメント、水をビニール袋に詰め、1分間袋を振り、均等に混ぜ合わせた。この後、100mm×200mmのプラスチックモールドに湿潤状態の混合砂を移し、所定の密度になるようにタンパーで突き固めを行った。突き固めの後、水を張ったバケツの中で、1日水中養生を実施し、その後、6日間の気中養生を行った。セメント添加を行わない供試体については、上記と同様の方法で珪砂と水を袋で混ぜ合わせた後、プラスチックモールドで成型を行った。

いずれの供試体も脱型後は速やかに軸ひずみ三軸試験装置内に設置し、30kPaの拘束圧、 σ'_c を作用させた。拘束圧を保った状態で、試験装置全体に対して二重負圧を作用させ、脱気と通水を行った。通水終了後、背圧を200kPaまで上昇させ、B値の確認を行った。確認後等方圧密により拘束圧を100kPaまで上昇させた。圧密後は繰り返し偏差応力を一定の値として、非排水繰り返し載荷試験を実施した。試験は両振幅軸ひずみが5%に達するか、供試体のメンブレンがキャップから外れるまで実施した。試験条件を表-1に示す。

せん断波速度の計測は AnhDan et al[®] らによって提案された方法を用いて行った。これは三軸試験装置のキャップに設置された1対の発信機によって、供試体に円周方向に振幅を持つ波を発生させ、その波の到達を供試体の上部と下部に設置した2つの加速度計によって計測する手法である。2つの加速度計で計測される波形の代表例を図-1で示す。入力波は単一の sin 波であり、周波数は1kHzである。

せん断波の計測は圧密前、圧密中、圧密後の3段階に分けて計測を行った。各計測におけるノイズを除去するため、圧密前と圧密後の計測においては、16波の平均値から波の到達時刻を求めている。

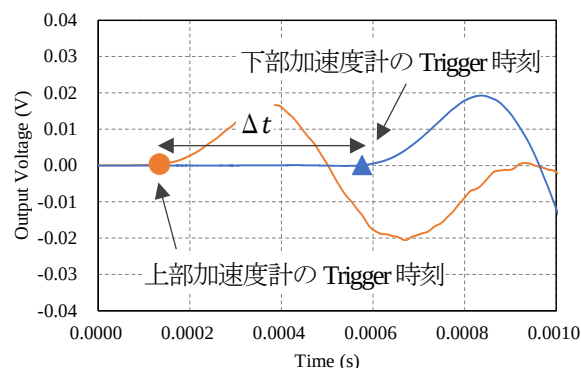


図1 加速度計によるせん断波の計測例

3. 結果と考察

(1) 圧密時におけるせん断波速度の変化

図-2(a)は圧密時における応力に関するパラメータ、 $\sqrt{\sigma'_1 \sigma'_3}$ とせん断波速度の関係を示した図である。図-2(a)からは相対密度とセメント添加率の増加に伴ってせん断波速度が増加していることが読み取れる。また図-2(b)はせん断波速度と間隙比の関係を示した図である。この図では各点群の右下が圧密の開始地点となる。全体として間隙比, e が高いほどせん断波速度が低く出る傾向にある。

一般的に動的せん断剛性は、間隙比と応力に関して次の関係が成り立つとされている。

$$G_d = Af(e)\sigma'_c{}^n \quad (1)$$

ここで A は材料定数、 n は応力定数、 $f(e)$ は間隙比関数である。 $f(e)$ の具体的な形としては、Iwasaki and Tatsuka[®] より

$$f(e) = (B - e)^2 / (1 + e) \quad (2)$$

が提案されている。 B の値は豊浦砂の場合 2.17 である。

表-1 試験仕様

試験名	セメント添加率 C	目標 D_r	CSR	B-value	圧密後 e	圧密後 D_r	$N_{c(DA5)}$	$N_{c(DA3)}$	$N_{c(DA1)}$	$N_{c(u95)}$	V_s
WT_C00_2	0%	40%	0.17	0.990	0.956	39.9%	25	15	15	15	174.2
WT_C00_1		50%	0.12	0.993	0.913	49.0%	104	102.5	99.5	100.5	192.7
WT_C00_5		60%	0.23	0.990	0.860	60.1%	10.5	8.5	4.5	6.5	208.1
WT_C01_6	1%	65%	0.12	0.983	0.828	66.9%	(200)*	150	142	142.5	212.1
WT_C01_3			0.3	0.995	0.822	68.1%	6.5	2.5	0.5	2	227.8
WT_C02_2	2%	65%	0.17	0.977	0.837	64.9%	92	80.5	66	63.5	315.6
WT_C02_1			0.3	0.912	0.819	68.7%	6.5	3.5	1.5	2.5	299.1
WT_C03_2	3%	65%	0.3	0.992	0.846	63.0%	16.5	10.5	4.5	4.5	364.5
WT_C05_1	5%		0.3	0.965	0.820	68.6%	N/A**	29.5	16.5	12.5	466.8

* ϵ_{DA} は 200 回を超えても 5% に達せず

** 上部キャップからメンブレンが離れたため試験を中断

一方弾性体力学からせん断波速度と動的せん断剛性の関係は

$$G_d = \rho V_s^2 \quad (3)$$

$$\rho = \rho_s / (1 + e) \quad (4)$$

と記せる。ここで ρ は湿潤密度、 ρ_s は土粒子密度である。(1)~(4)の式を整理すると、せん断波速度と間隙比、有効拘束圧の関係は次式ようになる。

$$V_s = A'(B - e)\sigma_c'^{n'} \quad (5)$$

なお、 $A' = \sqrt{A/\rho_s}$ 、 $n' = n/2$ である。 $C=0\%$ の結果を用いて式(5)を用いて非線形回帰を行ったところ、 A' 、 B および n' の値はそれぞれ 154.6, 1.414, 0.1903 であった。

(2)の関数は $e < B$ の領域では単調減少である。このため今回の非線形回帰による B の値が先行研究⁹⁾の結果と比較して小さいことは、今回使用した珪砂は間隙比のせん断波速度に対する影響が緩やかであることを意味する。

一方、個別要素法などによる解析などから、粒状体の弾性波速度は粒子同士の接触点数(配位数)と正の相関があることが知られている¹⁰⁾。この研究結果と上記の事実を組み合わせると、今回使用した珪砂7号は他の試料と比較した際に、同じ間隙比の変化に対して配位数が変化しにくい物理形状を持つことが示唆される。

また図-2(b)の凡例内に、各供試体における n' の値を記した。 $C=0\%$ の供試体についてはWT_C00_1, WT_C00_2及びWT_C00_5の3つの結果を合わせて非線形回帰を行った結果を示す。また $C=1, 2, 3, 5\%$ については、個々の供試体の結果を用いて非線形回帰を行った結果を示す。

Kohata et al¹¹⁾はセメント無し供試体よりもセメント添加供試体の方が n' が高いことを報告している。図-2(b)の n' の値は、 $C=1\%$ の場合は $C=0\%$ の結果よりも大きくなるものの、 $C=3\%$ と $C=5\%$ の結果については n' の値が $C=0\%$ と比較して小さくなっている。これはセメント添加率の増加がもたらす圧密時のせん断波速度の応力増加は、ある閾値を超えると減少する傾向にあることを示す可能性がある。

せん断波速度がセメンテーションによって増加する理由は、セメント無添加時においてわずかな距離を隔てていた土粒子同士が、セメント添加による水和物によって結合し、見かけの配位数が増加するためであると考えられる。このことから、現在接触していないが、水和物生成によって結合される距離にある粒子同士の個数が、セメンテーションによるせん断波速度上昇に影響を与えることが推察される。言い換えれば、土粒子表面からの距離とその距離内に含まれる真の配位数と見かけの配位数の和の関係が、セメント添加率とせん断波速度の関係と対応すると考えられる(図3)。

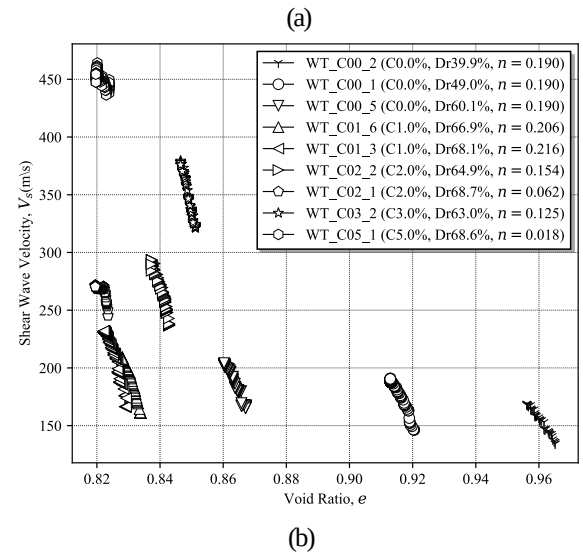
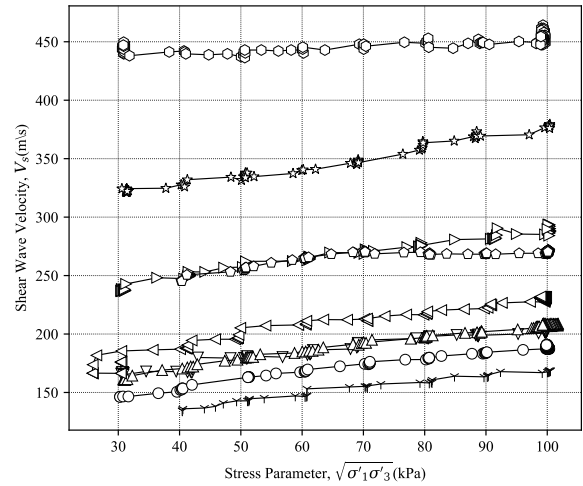


図-2(a) 圧密過程における応力パラメーター $\sqrt{\sigma'_1 \sigma'_3}$ と V_s の関係、(b) 圧密過程における e と V_s の関係

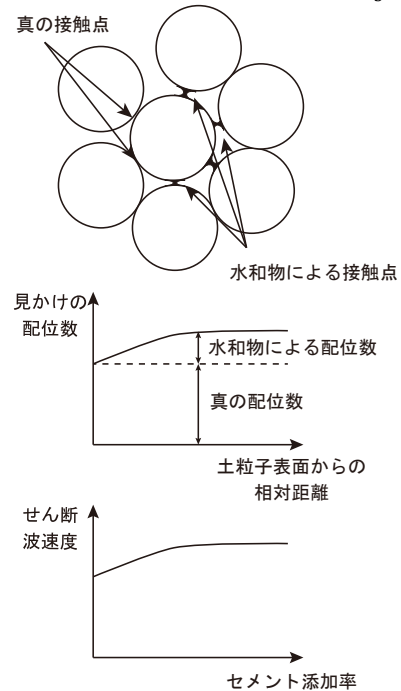


図3 セメンテーションが見かけの配位数とせん断波速度に与える影響の模式図

(2) セメント添加による液状化特性の変化

図-4(a), (b)は WT_C01_3, WT_C03_2 の応力経路を示す。繰り返し載荷 1 サイクル目圧縮側での有効応力の低下は、両者においても差は小さいものの、引張側において $C=1\%$ の供試体に顕著な過剰間隙水圧の蓄積が見られる。一方 $C=3\%$ の供試体では、過剰間隙水圧の蓄積は緩やかである。また引張側の変相点を結んだ線(図中赤点線)は $C=1\%$ の供試体ではほぼ直線であるが、 $C=3\%$ の供試体では、有効応力の低下に伴って、より急な勾配を持つ曲線的な形状をしていることが見て取れる。

図-5(a), (b)は WT_C01_3, WT_C03_2 の応力ひずみ関係を示す。両者とも共通な特徴として、軸ひずみが増大していく過程においては伸長側に顕著な増加が見られる。また $C=3\%$ の供試体の 1 サイクル毎の引張方向へのひずみの増加量は、 $C=1\%$ のそれよりも小さくなっている。

また表 1 で示した $N_{c(DA3)}$ と $N_{c(u95)}$ の値を比べると、 $C=1\%$ の供試体はそれぞれ 2.5 回と 2 回であるのに対し、 $C=5\%$ の供試体ではそれぞれ 29.5 回と 12.5 回となっている。図 3 の結果から、液状化現象を過剰間隙水圧の上昇とひずみの増大という二つに大きく分類した場合、セメント添加率が上昇するほど、全体の回数に占める後者の割合が大きくなり、より靱性に富む破壊形態に移行していることが見て取れる。

図-6(a), (b)はそれぞれ正規化された繰り返し回数 $N_c/N_{c(\Delta u/\sigma'_c=95\%)}$ に対する過剰間隙水圧比と両振幅軸ひずみの関係を表したものである。図-4(a)ではセメント含有率が大きいほど、 $N_c/N_{c(\Delta u/\sigma'_c=95\%)}$ が 1 よりも小さい領域では、過剰間隙水圧が大きくなっている。図-4(b)では $N_c/N_{c(\Delta u/\sigma'_c=95\%)}$ が 1 よりも小さい範囲では、セメント含有率が大きいもののほどひずみが増大する傾向があるが、 $N_c/N_{c(\Delta u/\sigma'_c=95\%)}$ が 1 よりも大きくなると、その傾向は逆転し、セメント添加率が低い供試体ほどひずみが増大することが見て取れる。

図 7 は供試体ごとの正規化された累積損失エネルギーと過剰間隙水圧の関係を示したものである。正規化された累積損失エネルギーは次のように定義されるパラメータである。すなわち供試体に作用するせん断応力 τ と発生したせん断ひずみ γ を用いて、1 サイクル毎の損失エネルギー、 W_n が次式のように定義される。

$$W_n = \int \tau d\gamma$$

次にこれらをサイクル毎に足し合わせた累積損失エネルギー W を次式のように定義する。

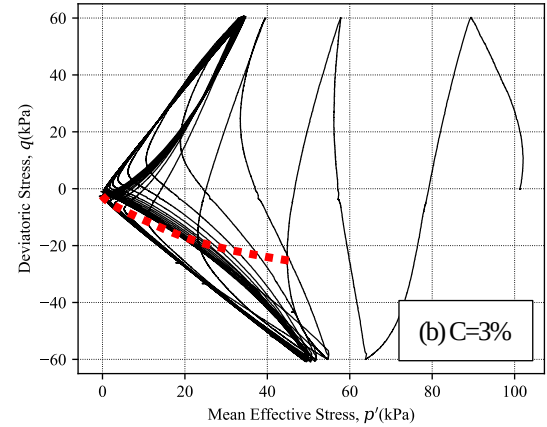
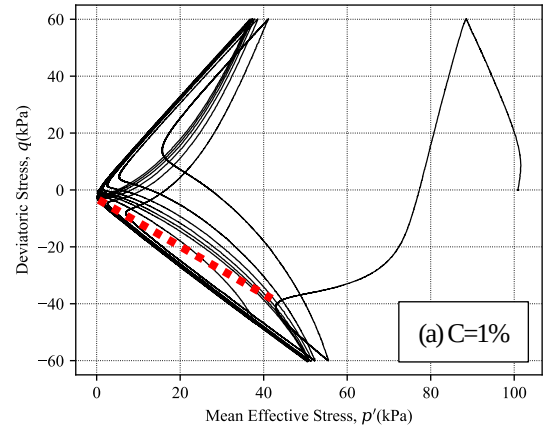


図-4 応力経路 (a) WT_C01_3 (b) WT_C03_2

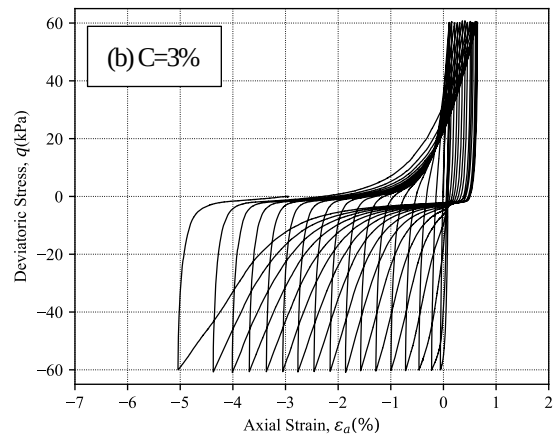
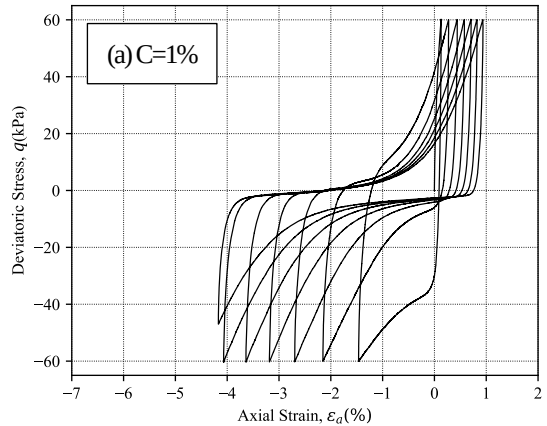
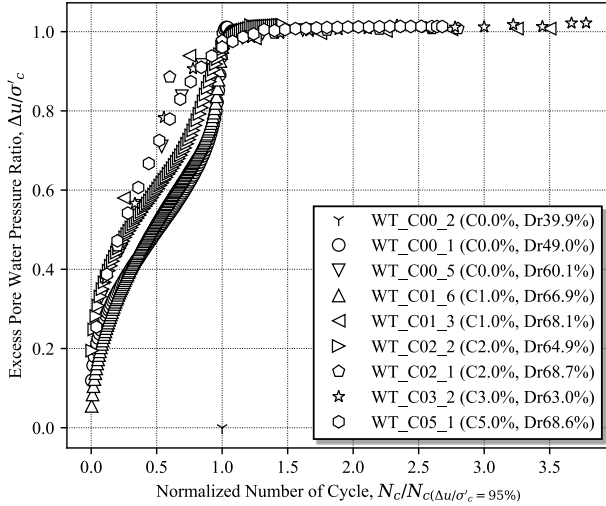


図-5 応力ひずみ関係 (a) WT_C01_3 (b) WT_C03_2

$$W = \sum_n W_n$$

最後に初期拘束圧の影響を除くため、初期有効拘束圧 σ'_c で正規化を行い、正規化された累積損失エネルギーを得る。

既往研究¹²⁾によれば、相対密度の異なる標準砂であっ



ても、正規化累積損失エネルギーが 0.02 程度に達すると過剰間隙水圧比が 1.0 になることが確認されている。図 7 に示すように、過剰間隙水圧比が 1.0 となる値は、セメント添加率に関わらず、0.007 とほぼ一定の値となった。

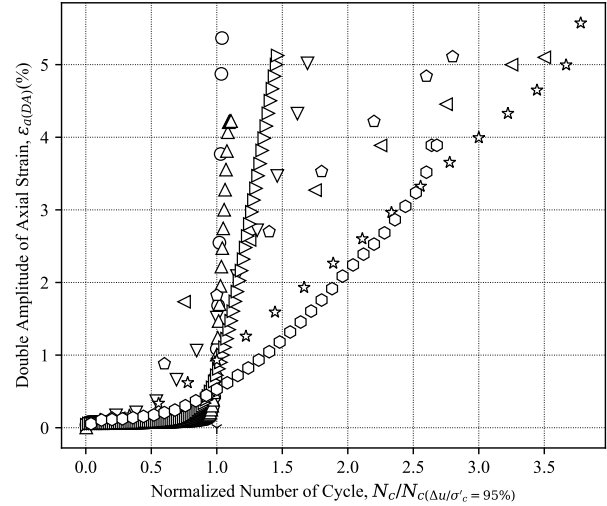


図6(a) 液状化時における正規化された繰返し回数と過剰間隙水圧比の関係 (b) 液状化時における正規化された繰返し回数と両振幅軸ひずみの関係

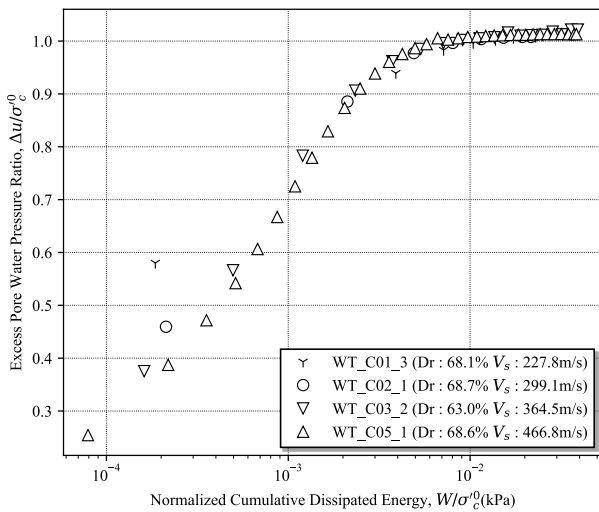


図7 正規化消散エネルギーと過剰間隙水圧比の関係

4. 結論

土粒子構造を表現するせん断波速度を用いて、セメンテーションが圧密・液状化特性にもたらす影響を評価することを目的として、人工的にセメンテーションを付加した供試体について等方圧密と非排水繰返しせん断を与えた。また圧密中及び前後においてせん断波速度の計測も行った。圧密時におけるせん断波速度の変化とセメント添加に伴う液状化の力学特性の変化について議論を行った。以下に結論を示す。

1. 圧密中のせん断波速度の変化は、 $C=0\%$ において先

行研究よりも低い間隙比依存性が見られた。

2. $C=0\%$ と比較した際のせん断波速度の応力依存性のパラメーターは $C=1\%$ の供試体では上昇するが、 $C=3, 5\%$ の供試体では減少する。これは土粒子表面からの相対距離と見かけの配位数の関係に起因する可能性がある。
3. セメント添加率を上げると、非排水繰返しせん断時のひずみの発達が遅れ、靱性の高い破壊形態へと移行する。これはより強いセメンテーションを持つ供試体は、非排水繰返しせん断中の土粒子構造の劣化が緩やかであるためと考えられる。
4. セメント添加を変えても、正規化消散エネルギーと過剰間隙水圧比の関係は変化しなかった。また液状化時におけるエネルギーの値も既往研究のあ体とほぼ整合的であった。

謝辞：本研究は日本学術振興会 科学技術研究費 20H02240 による支援を受けて行われた。

参考文献

- 1) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説(V 耐震設計編), 丸善出版, pp. 132-143, 2012.
- 2) 東京電力: 柏崎刈羽原子力発電所 6 号及び 7 号炉 液状化影響の検討方針について, 2016
- 3) Koseki, J. and Ohta, A.: Effects of different consolidation conditions on

- liquefaction resistance and small strain quasi-elastic deformation properties of sands containing fines, *Soils and Foundations*, Vol.41, No.6, pp.53-62, 2001.
- 4) Porcino, D., D. and Marcianò, V.: Bonding degradation and stress-dilatancy response of weakly cemented sands, *Geomechanics and Geoengineering* 12(4), 221-233 (2017).
 - 5) Yoshimi, Y., Hatanaka, M. and Ohoka, H.: Undisturbed sampling of saturated sands by freezing, *Soils and Foundations*, No.18, Vol.3, pp.59-73, 1978.
 - 6) Hatanaka, M., Sugimoto, M. and Suzuki, Y.: Liquefaction resistance of two alluvial volcanic soils sampled by in situ freezing, *Soils and Foundations*, No. 25, Vol.3, pp.49-63, 1985.
 - 7) Tokimatsu, K. and Hosaka, Y. (1986): "Effects of sample disturbance on dynamic properties of sand," *Soils and Foundations*, Vol. 26, No. 1, pp. 53-64
 - 8) AnhDan, L. Q., Koseki, J. and Sato, T.: Comparison of young's moduli of dense sand and gravel measured by dynamic and static methods, *Geotechnical Testing Journal, ASTM*, Vol.25, No.4, pp.349-368, 2002.
 - 9) Iwasaki, T., Tatsuoka, F. and Takagi, Y.: Elastic wave velocities in granular soils, *Soils and Foundation*, Vol.8, No.1, pp.39-56, 1978.
 - 10) Chang, C.S., Misra, A. and Sundaram, S.S.: Properties of granular packing under low amplitude cyclic loading. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol.10, No.4, pp.201-211, 1991.
 - 11) Kohata, Y., Tatsuoka, F., Wang, L., Jiang, G. L., Hoque, E. and Kodaka, T.: Modelling of non-linear deformation properties of stiff geomaterials, *Geotechnique*, Vol.47, No.3, pp.563-580, 1997.
 - 12) 國生剛治: エネルギーによる液状化判定法の適用性検討と FL 法との対比, *地盤工学ジャーナル*, 8 (3), 463-475, 2013.

(Received xxx x, 2020)
(Accepted xxx x, 2021)

STUDY ON CHANGE IN SHEAR WAVE VELOCITY DURING CONSOLIDATION AND LIQUEFACTION CHARACTERISTICS WITH ARTIFICIALLY CEMENTED SAND

Masataka SHIGA, Takashi KIYOTA and Toshihiko KATAGIRI

Pleistocene sandy soil are more stabilized in terms of physical and chemical properties than Holocene sandy soil. It is difficult to quantify the effect of the stabilization on liquefaction characteristics, and the conventional liquefaction assessment method has been done within the same framework as conventional sandy soil. In this study, shear wave velocity, which was introduced to quantify soil fabric in previous studies, is applied to the artificially cemented test specimen to investigate the effect on the soil structure. In addition, undrained cyclic loading tests were carried out to discuss the stress path, stress-strain relationship and normalized loss energy.