



HOKKAIDO UNIVERSITY

Title	自然堆積砂地盤の力学特性の異方性に関する研究
Author(s)	三浦, 清一; 土岐, 祥介; 谷澤, 房郎
Citation	北海道大學工學部研究報告, 118, 93-105
Issue Date	1984-02-07
Doc URL	https://hdl.handle.net/2115/41833
Type	departmental bulletin paper
File Information	118_93-106.pdf



自然堆積砂地盤の力学特性の異方性に関する研究

三 浦 清 一 土 岐 祥 介 谷 澤 房 郎

(昭和58年9月30日受理)

Study on the Anisotropy in Mechanical Properties of Naturally Deposited Sands

Seiichi MIURA, Shosuke TOKI and Fusao TANIZAWA

(Received September 30, 1983)

Abstract

A series of static triaxial compression and extension tests and cyclic undrained triaxial tests on the undisturbed specimens prepared by the in-situ block sampling method were performed to examine the anisotropy in the static and cyclic deformation-strength characteristics of naturally deposited sands. Test results showed that anisotropic mechanical properties can be observed clearly not only in artificially deposited sands, but also in naturally deposited sands. It was recognized that mechanical anisotropy of natural cohesionless soils examined in the present study is characterized by the phenomena in which sand is more compressible and less extensible in the horizontal direction than in the vertical direction of the in-situ grounds and is attributed to the fabric anisotropy formed by the parallel alignments of sand particles induced during the depositing process.

It is also indicated that the anisotropic stress-strain-dilatancy properties and liquefaction characteristics of natural sand deposits which contain the least amount of finer fractions can be reproduced in the laboratory to a certain degree by the pluviation of sand through air method such as MSP method.

1. ま え が き

砂質土の変形・強度特性や液状化特性は、密度あるいは間隙比のみによって決定できず、その構造異方性に強く依存することが、乱した砂試料の室内試験によって明らかにされている¹⁻²⁾。砂の力学を議論する際に重要な因子となっている構造異方性は、主として砂の堆積過程において形成される異方的な粒子配列構造にもとづくものである。したがって、実際の砂地盤においても、堆積過程などにおいてもたらされた粒子配列の異方性を反映して、その力学特性には強い異方性が見られるはずである。しかし、乱さない砂試料の採取法や試験法などに関連する問題点が多いため、自然砂地盤の力学特性における構造異方性の役割は、まだ十分に解明されていないのが現状である。

本研究では、まず自然堆積砂地盤の異方的な力学特性の実体を明らかにするために、ブロック

サンプリングによって得た2種類の不攪乱砂試料から切り出した供試体について、一連の三軸圧縮・伸張試験および非排水繰返し三軸試験を行なった。これらの試験結果は、室内で人工的に作製した異方性砂供試体の場合と同様、自然堆積砂地盤の応力-ひずみ-強度特性や液状化特性に無視できない異方性の影響が存在していることを明らかにしている。さらに、いままで困難であるとされてきた原位置砂質地盤の力学特性を室内で再現する方法について、種々の検討がなされている。その結果、細粒分の含有が非常に少ない場合には、従来より提案している多重ふるい落下方式による砂供試体作製法²⁾を適用することによって、自然堆積砂地盤の異方的な変形・強度特性や液状化特性の特徴を室内で再現できることが示されている。

2. 試験に用いた試料と供試体準備方法

2.1 不攪乱砂試料の採取

本試験に使用した不攪乱試料は物性の異なる2種類の砂で、それぞれ石狩町樽川（以下I-砂と略称）、釧路市釧路空港付近（以下K-砂と略称）の均質な堆積状態にある砂層においてブロックサンプリング法により得たものである。両地点のサンプリング深度は、I-砂で地表面下2.5m、K-砂で3.5mであり、サンプリング時の有効土被り圧は、それぞれ45 kPa、61 kPaと推定されている。写真-1には、鉄製ブロック枠（300×300×300mm、厚さ5mm）を用いたI-砂のサンプリング状況が示されている。すなわち、目標砂層を乱さないように露出させた後、ブロック枠の内寸法に整形した砂のブロックを鉄製ブロック枠内に静かに格納する。引続き、採取したブロック試料からの脱水を十分に行ない、密封後ドライアイスで凍結させた状態で実験室に運搬し、冷凍庫内（-25℃）に保存した。この方法によれば、サンプリングや運搬、また供試体のセッティングなどの過程で、砂試料の乱れを最小限におさえることができるようである。

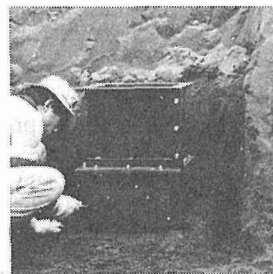


Photo. 1 In-situ block sampling for undisturbed I-sand

2.2 試料の物理的性質

ブロックサンプリングによって得たI-砂、K-砂および本研究で比較のために用いた豊浦標準砂（以下T-砂と略称）の粒径加積曲線および物理的性質を図-1、表-1に示す。K-砂には約3%の細粒分（74μm以下）が含まれているが、その粒度分布はT-砂のそれに非常に近い。I-、K-砂ともかなり密な状態にあり、自然砂地盤で見られるセメ

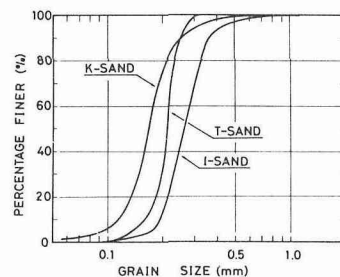


Fig. 1 Grain size distribution curves

Sample name	Specific gravity	Uniformity coefficient	Mean particle size (mm)	Finer fraction ($\leq 74\mu\text{m}$) (%)	e_{max}	e_{min}	Mean in-situ relative density (%)	Water content at sampling (%)
K-Sand	2.69	1.6	0.17	3.0	1.294	0.774	98	20
I-Sand	2.73	1.5	0.26	0.5	1.235	0.808	85	8
T-Sand	2.65	1.5	0.18	0	0.992	0.625	—	—

Table 1 Physical properties and maximum and minimum void ratios of sands determined by JSSMFE method³⁾

ンテーションが進んでいるようである。なお、最大・最小間隙比は土質工学会で定めた方法³⁾に従って求めたもので、それぞれ10回の測定の平均値を採用している。

2.3 三軸供試体の作製法

本研究では、自然砂地盤の応力-ひずみ-強度特性や液状化特性の堆積構造依存性を調べることをねらっているため、上述のサンプリング法で得たブロック試料から、以下に述べる2種類の三軸供試体（静的三軸試験用は $\phi 50$, $H120\text{mm}$, 非排水繰返し三軸試験用は $\phi 70$, $H170\text{mm}$ ）を準備している。

(1) UV 供試体：図-2 に示すように、凍結してあるブロック試料から、三軸供試体の軸方向が原位置の鉛直方向に一致するようにスレート用鋸とストレートエッジを使って切り出し成形したものである。

(2) UH 供試体：ブロック試料から、原位置の水平方向と三軸供試体の軸方向が一致するように切り出し成形したものである。したがって、供試体の軸方向は UV 供試体のそれと 90° 異なっている状態にある（図-2）。

さらに以下に述べる方法によって、T-砂供試体および(1)、(2)の不攪乱のI-、K-砂と同じ密度で再構成した供試体を作製し、三軸圧縮・伸張試験および非排水繰返し三軸試験に供している。

(3) R_A 法：乾燥状態にある砂粒子を7層のふるいを通して大気中で空中落下させ、三軸供試体モールド内に堆積させる多重ふるい落下法（MSP法）²⁾によって作製する方法である。本方法によって得られる供試体は、砂粒子の見掛けの長軸が鉛直断面において卓越配列し水平面ではランダムな粒子配列になっていると想定されるので¹⁻²⁾、本方法による供試体を以下 R_{AV} 供試体と称することにする。なおこのような堆積条件では、その粒子配列は鉛直軸（三軸供試体の軸方向）を対称な軸とし、水平面（堆積面）においては等方的な二軸直交異方性体としてモデル化できることが示されている⁴⁾。

(4) R_B 法：この方法による供試体は、図-3 に模式的に示した手順によって作製したものであって、原理的には MSP 法²⁾

と全く同じである。すなわち、スリット式サンドホッパーから(3)と同様に砂試料を小型砂槽（ $220 \times 110 \times 200\text{mm}$ ）に堆積させ、その後飽和→サクション→ 9.8 kPa の定荷重のもとで凍結の過程を与えた砂槽から、不攪乱砂の場合と同様に鉛直および水平方向から切り出し成形している。これらの供試体はそれぞれ R_{BV} 、 R_{BH} 供試体と略称されている。なお凍結による砂試料の体積膨張は、 9.8 kPa の定荷重のもとではほとんど生じない

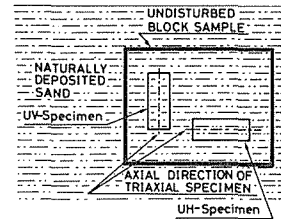


Fig.2 Method for preparing UV- and UH-Specimens from undisturbed block sample

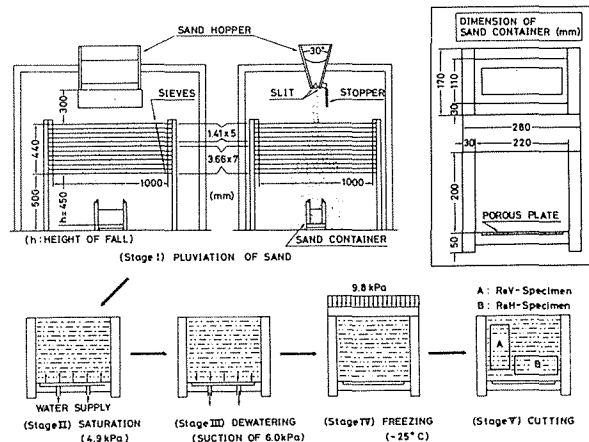


Fig.3 Preparation procedure of R_{BV} - and R_{BH} -Specimens and sand container used

ことが確かめられている。この準備方法によれば、 $R_A V$ 供試体と $R_B V$ 供試体の構造特性は同一であると考えられるが、 $R_B V$ 供試体は凍結-融解過程を受けているので一応 $R_A V$ 供試体と区別しておくことにする。

- (5) R_C 法：含水比約10%あるいは乾燥状態にある砂試料を、三軸モールド内に約10層に分けて入れ、各層ごとに直径10mmのロッドを用いて、所定の相対密度が得られるように突き固めて作製する方法で、この方法による供試体を以下 R_C 供試体と呼ぶことにする。
- (6) R_D 法：乾燥砂試料を三軸モールド内に約10層に分けてそそぎ、各層ごとにモールド側面を木槌で連打して供試体（以下 R_D 供試体と略称）を得る方法である。

なおK-砂には細粒分が含まれているために、多重ふるい落下方式では均質でかつ原位置での高い密度の三軸供試体が得られないという難点があるため、 R_A および R_B 法は適用されていない。

3. 試験方法

3.1 試験装置

静的三軸圧縮・伸張試験は通常の軸対称三軸試験装置⁵⁾を用いて行なっているのですが、ここでは繰返し三軸装置について簡単に説明しておく。繰返し三軸試験装置は、図-4に示すような空気圧制御方式によるものである。本装置は、ファンクションジェネレータによって発生させた電気信号をE/P変換器によって空気圧に変換し、エアシリンダー式のアクチュエータに送り込むことにより、所定の繰返し荷重を与えることができる。荷重は三軸室内に取付けた高精度のロードセル、変形は大変位の場合ダイヤルゲージで計測されている。なお、三軸室内に取付けた2個の非接触型変位計によって、微小ひずみレベルでの動的変形特性を調べることも可能となっている。

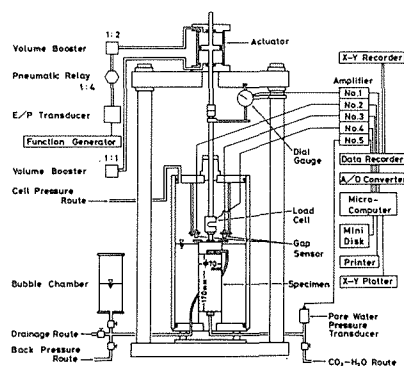


Fig.4 Schematic diagram of cyclic triaxial device used in the present study

3.2 三軸圧縮・伸張試験および非排水繰返しせん断試験の方法

供試体作製後まず CO_2 を、引続き脱気水を通して飽和させた⁶⁾ 後、196 kPa のバックプレッシャーを供給している。UV, UH あるいは $R_B V$, $R_B H$ 供試体のような凍結供試体は、三軸セル内において拘束圧 19.6 kPa のもとで2時間以上放置し、融解後上記と同じ手法で飽和化をはかった。この手法によって、すべての供試体の B 値は0.98以上を示している。特にことわらない限り、98 kPa の有効圧密圧力 $\sigma'_c (= p'_c)$ のもとで1時間以上等方圧密した後（この時供試体の相対密度は D_{rc} ）に、三軸圧縮・伸張試験および非排水繰返しせん断試験を行なった。ここで $\sigma'_c = 98 \text{ kPa}$ としたのは、サンプリングによる応力解放あるいは過圧密の影響をできるだけ避けるために、前述の推定有効土被り圧のほぼ2倍の値を採用したからである。

三軸圧縮・伸張試験は排水条件のもとで行なわれ、側圧を一定に保持したひずみ制御 ($\dot{\epsilon}_a = 0.25 \text{ \%}/\text{min}$) 試験である。排水三軸試験の結果は、次の応力・ひずみパラメータによって整理されている。

$$q = |\sigma_a' - \sigma_r'| \quad (1) \quad p' = (\sigma_a' + 2\sigma_r')/3 \quad (2)$$

$$\eta = q/p' \quad (3) \quad \varepsilon_v = \varepsilon_a + 2\varepsilon_r \quad (4)$$

ただし、 σ_a' 、 σ_r' はそれぞれ軸方向、半径方向有効主応力、 ε_a 、 ε_r はそれぞれ軸方向、半径方向主ひずみで、圧縮を正としている。

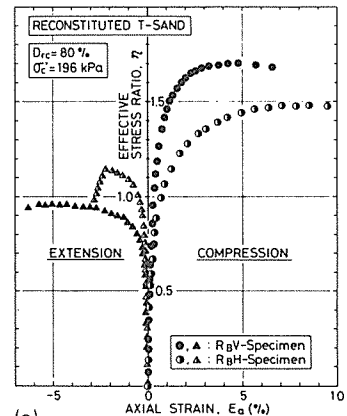
非排水繰返し三軸試験は、0.1 Hz の正弦波で繰返し応力を与えることによって行なった。試験の結果は、通常の正規化した応力比 $\sigma_d / 2\sigma_c'$ (σ_d : 最大片振幅繰返し軸応力) と初期液状化あるいは所定の両振幅軸ひずみ DA に達するまでの載荷回数 N ($= N_I$ or N_c) の関係や $q \sim p'$ 関係で示している。

なお本試験において、 $\sigma_c' = 98$ kPa のもとで等方圧密した後の不攪乱砂供試体の相対密度 D_{rc} は、I-砂において82~91%，K-砂で93~107%の値を示しており、それぞれの平均相対密度はI-砂で85%，K-砂で98%となっている。ここではこれらの値を不攪乱砂の代表相対密度と定め、前述の方法で攪乱試料を再構成するにあたっては、それぞれの目標相対密度に対する D_{rc} の変動値を $\pm 5\%$ 以内におさめている。

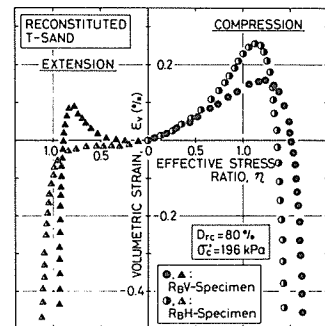
4. 試験結果および考察

4.1 人工堆積試料による砂の異方的力学特性の検討

ここではT-砂について行なった一連の試験にもとづいて、特に密な砂の構造異方性による力学特性の変化について検討する。図-5 (a), (b) は R_BV 、 R_BH 供試体の排水三軸圧縮・伸張応力条件における有効応力比 η - 軸ひずみ ε_a - 体積ひずみ ε_v 関係の比較を示している。試験は $\sigma_c' = 196$ kPa のもとで行なわれている。それぞれの応力条件での両者の変形特性に著しい相違を認めることができる。すなわち、最大主応力 σ_1' が三軸供試体の軸方向となる三軸圧縮条件では、 R_BH 供試体は R_BV 供試体に比べて非常に変形しやすく、また体積収縮の傾向が顕著になっている。一方三軸伸張条件では、 σ_1' が供試体の半径方向になっているために、三軸圧縮の場合とは逆の傾向を示している。両供試体の試験条件は同一であるから、このような差をもたらしている要因は、供試体の切り出し方向の違いによる三軸供試体の構造特性の相違である。図-6 に模式的に示すように、空中落下で堆積した砂は、一般に砂粒子の長軸方向が堆積面に平行になるように配列しやすいという生得的な構造異方性を有している。このような構造異方性は、堆積方向では圧縮しやすく膨張しやすい、逆に堆積面に平行な方向では圧縮しやすく膨張しづらいという異方的な力学特性をもたらすのである。図-5 で見られるような変形・強度特性の異方性は、平面ひずみ条件においてさらに顕著



(a)



(b)

Fig.5 Comparisons of drained stress-strain-dilatancy relationships for R_BV - and R_BH -Specimens of T-sand; (a) η vs. ε_a , (b) η vs. ε_v

に現われることが確かめられており⁴⁾⁷⁾，その取扱い
は工学的に重要な課題である。

図-7と8は、 R_BV 、 R_BH 供試体に対するほぼ同じ繰返し
し応力比 $\sigma_d/2\sigma'_c$ の非排水繰返しせん断試験から得た
タイムヒストリーの一例である。両図において、両供
試体の変形性状に決定的な相違点を見出すことができ
る。すなわち、非排水繰返しせん断の進行に伴って
、 R_BV 供試体では伸張側で変形が非常に卓越する
が、 R_BH 供試体では圧縮側に変形が偏っている。ま
た、 R_BV 供試体では伸張側で大きな間隙水圧の発生
が見られ、 R_BH 供試体とは全く異なった発生状況と

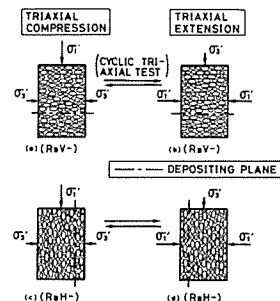


Fig. 6

Conceptual view of fabric
characteristics for pluviated sand
and stress conditions of static and
cyclic triaxial tests

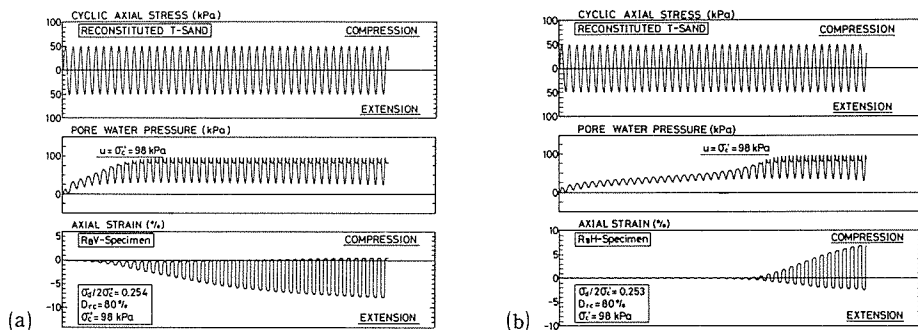


Fig. 7 Time histories of cyclic axial stress, pore water pressure and
axial strain for T-sand; (a) R_BV -Specimen, (b) R_BH -Specimen

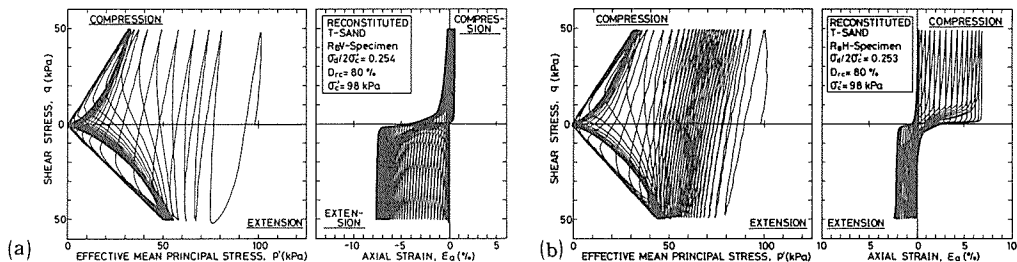


Fig. 8 Time histories of effective stress path and stress-strain
relationship for T-sand; (a) R_BV -Specimen, (b) R_BH -Specimen

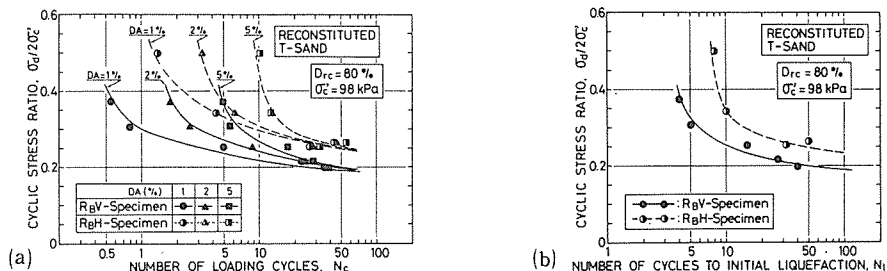


Fig. 9 Comparisons of cyclic stress ratio-number of loading cycles
relationships for R_BV - and R_BH -Specimens of T-sand;
(a) $\sigma_d/2\sigma'_c$ vs. N_c to 1, 2 and 5% double amplitude axial strains,
(b) $\sigma_d/2\sigma'_c$ vs. N_l to initial liquefaction

なっていることが、図-8 (a), (b) に示した有効応力経路の比較から明らかである。ここに示した繰返しせん断に伴う変形状の相違は、そのまま非排水繰返し強度の差となって現われてくる。

図-9 (a), (b) は両供試体の繰返し応力比 $\sigma_d/2\sigma'_c$ と载荷回数 N との関係を示したもので、(a) は両振幅軸ひずみ $DA = 1, 2, 5$ %を生じた時の繰返し回数にもとづいた場合 ($N = N_c$)、(b) は初期液状化の判定規準にもとづいた場合 ($N = N_l$) である。いずれの判定規準においても、両供試体の非排水繰返し強度（液状化強度）には著しい差が見られ、 R_BH 供試体の方が常に高い液状化強度となっている。このような液状化特性の相違は、前述の排水三軸圧縮・伸張試験で認められた供試体の構造異方性による変形・強度特性の相違と同義のものであると考えられる。なぜなら、非排水繰返しせん断は三軸圧縮と三軸伸張の応力条件が交番する試験（図-6 参照）であるからである。したがって、この実験結果は砂の液状化に関して異方性を無視して議論することは、工学的に誤まった結論や予測をする可能性が大きいことを示唆している。

以上、室内で人工的に詰めた砂について、その力学特性における異方性の重要性を説明してきた。以下では、自然堆積砂地盤における力学特性の異方性の把握とそれを室内で再現する方法的に絞って議論することにする。

4.2 不攪乱砂の静的応力-ひずみ-強度特性

自然堆積砂地盤の変形・強度特性の異方性を調べるために、ここではI-砂の UV, UH 供試体について排水三軸圧縮・伸張試験を行なっている。図-10 (a), (b) はその結果の一例で、 $\eta - \epsilon_a - \epsilon_v$ 関係を示している。両供試体において、変形・強度特性の一致は見られず、著しく異なった挙動を呈している。UV, UH 供試体では、サンプリング条件やその乱れの程度および実施した試験条件が全く同じであると考えられ、その相違点は三軸供試体の軸方向が自然砂地盤の鉛直方向か水平方向かの違いのみである。実験事実、三軸供試体の軸方向が自然砂地盤の鉛直方向となっている UV 供試体は、三軸供試体の軸方向が自然砂地盤の水平方向である UH 供試体に比べて、三軸圧縮条件で変形に対する抵抗が大きく、逆に三軸伸張条件で小さいという傾向を示している。このような変形・強度特性の変化は、室内で多重ふりい落下方式（ R_B 法）により作製した T-砂 供試体のそれ（図-5 (a), (b)）と非常に類似していることが注目される。

この事実から、本砂質地盤は等方的な構造状態ではなく、砂粒子の長軸の水平方向への卓越配列による強い構造異方性を有しているものと推定される。また本砂質地盤は、鉛直方向よりも水平方向に圧縮しやすく膨張しづらいという、室内で砂粒子を自由落下させて作製した人工堆積砂と良く似た異方的力学特性によって特徴づけられよう。

4.3 再構成砂の静的応力-ひずみ-強度特性

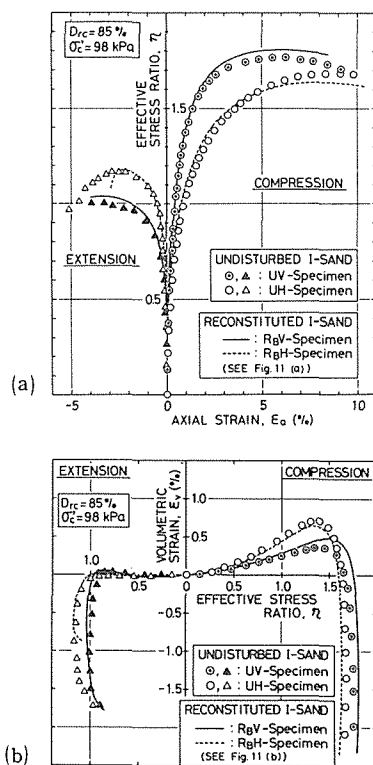


Fig.10 Change in drained stress-strain-dilatancy relationship of undisturbed I-sand due to the difference of cutting direction; (a) η vs. ϵ_a , (b) η vs. ϵ_v

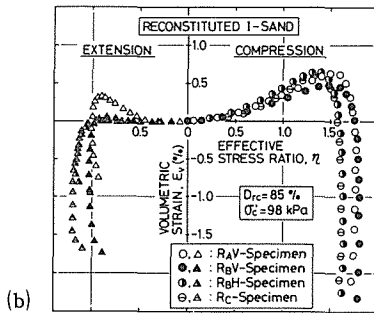
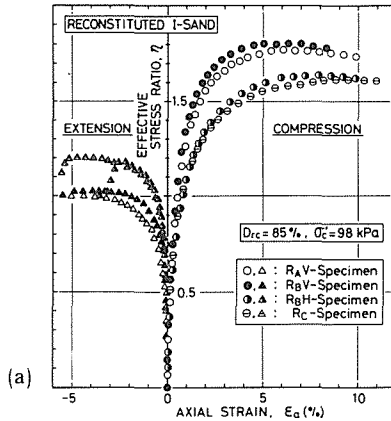


Fig.11 Variation in drained stress-strain-dilatancy relationship of reconstituted I-sand due to the effect of difference in sample preparation; (a) η vs. ϵ_a , (b) η vs. ϵ_v

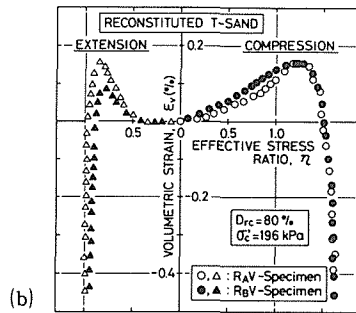
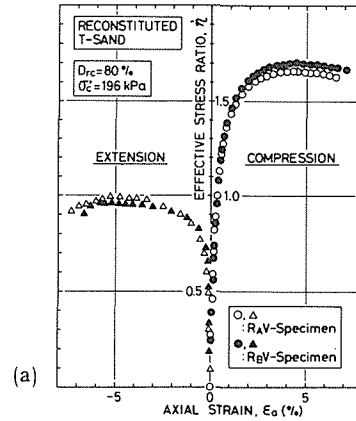


Fig.12 Effect of freeze-thaw sequence during sample preparation on drained stress-strain-dilatancy relationship of T-sand; (a) η vs. ϵ_a , (b) η vs. ϵ_v

前節で述べたように、自然堆積砂地盤の静的力学特性における異方性の存在が確認された。そこで、自然砂地盤に見られる変形・強度異方性を、室内で再構成した供試体によってどの程度再現できるかについて検討するために、各種の方法で不攪乱砂と同じ密度に調整したI-砂供試体の変形・強度特性を調べた。図-11に示されているように、砂の変形・強度特性は、従来から指摘されている通り¹⁻²⁾、供試体作製法の相違すなわち構造特性の相違を反映して、著しく変化することを認めることができる。本研究で採用した方法のうちで、 R_A 法や R_C 法による供試体は不攪乱砂で見られた構造異方性の相違による力学特性の特徴的な変化を捉えてはいないが、 R_B 法による R_{BV} 、 R_{BH} 供試体の三軸圧縮・伸張条件下の変形特性は、不攪乱砂のそれに類似しているようである。そこで、両者を直接比較するために、 R_{BV} 、 R_{BH} 供試体の $\eta - \epsilon_a - \epsilon_v$ 関係を図-10(a),(b)にそれぞれ実線と破線で示した。 R_{BV} とUV供試体、 R_{BH} とUH供試体の間に良好な一致を認めることができる。このことは、 R_B 法のような砂粒子を自由落下させて再構成する供試体作製法を適用することによって、自然堆積砂地盤の異方的な力学特性を室内で再現できることを示している。

ここで、凍結した砂のブロックから供試体を切り出し、成形する過程は砂の力学特性に影響を及ぼさないことが示されている⁸⁾ので、 R_A 法と R_B 法の違いは供試体準備過程において凍結(-25°C)を与えているか否かという点にある。したがって、 R_{AV} と R_{BV} 供試体を比較して、凍結-融解作用が砂の変形・強度特性に及ぼす影響を明らかにできる。図-11(a),(b)における R_{AV} と R_{BV} 供試体の変形特性を比べると、砂の応力-ひずみ-ダイレイタンス特性に及ぼす

凍結－融解作用の影響は三軸圧縮条件ではほとんど無視できそうであるが、三軸伸張条件での変形特性、特にダイレイタンスー特性に著しい影響を及ぼしていることがわかる。すなわち、凍結－融解作用を受けた供試体は、それを受けないものに比べてせん断中の体積収縮の傾向が著しく抑制されている。I-砂のこのような挙動は、 $\sigma'_c = 196 \text{ kPa}$ のT-砂についても全く同様であることが図-12(a), (b)に示されている。前述のように、凍結－融解過程において砂の体積変化は認められていないので、 R_{AV} と R_{BV} 供試体の構造特性はほとんど同じであると考えられるが、せん断時の応力条件によっては凍結－融解作用が砂の変形・強度特性に微妙な相違をもたらすようである。なお、このことについては、後でさらに議論する。

4.4 不攪乱砂の液状化特性

図-13から16は、K-砂、I-砂のUV, UH 供試体について行なった一連の非排水繰返しせん断試験から得た繰返し軸応力、軸ひずみ、有効応力経路および応力－ひずみ関係のタイムヒストリーと比較を示している。両砂のUV, UH 供試体の非排水繰返しせん断過程におけるひずみおよび間隙水圧の発生状況には、T-砂(図-7, 8)の場合と同様、大きな相違点を認めることができる。すなわち、UV 供試体では軸ひずみが伸張側に卓越して生じるが、UH 供試体では圧縮側にひずみの発生が顕著になっている。この変形性状を反映して間隙水圧の発生にも相違が見られ、UV 供試体では伸張側で、UH 供試体では圧縮側で大きな間隙水圧が生じている。前述のT-砂や不攪乱砂の力学特性に関する考察によれば、このような挙動は自然砂地盤に存在する構造異方性によるものである。ここで、非排水繰返しせん断に伴う変形プロセスのこのような違いが、物性の異なるI-砂とK-砂において全く同じ傾向にあることは注目される。このことは、細粒分を含有している自然砂地盤においても、細粒分の存在しない砂地盤と同様の構造異方性による力学特性の著しい変化が存在することを示唆しており、特筆すべき事実である。

以上のような両供試体の変形プロセスの相違を反映して、液状化強度にも著しい違いが認められることを、図-17, 18は示している。両砂において、両振幅軸ひずみ $DA = 1, 2, 5\%$ を生じるに必要な繰返し応力比は、

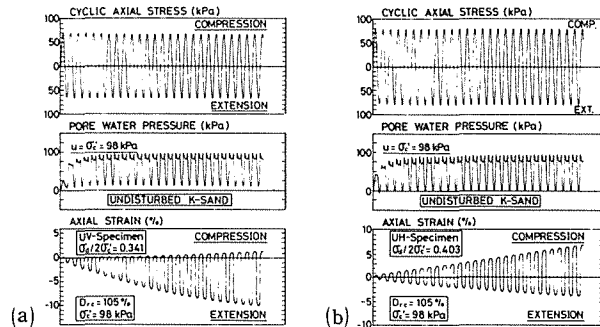


Fig.13 Time histories of cyclic axial stress, pore water pressure and axial strain for undisturbed K-Sand; (a) UV-Specimen, (b) UH-Specimen

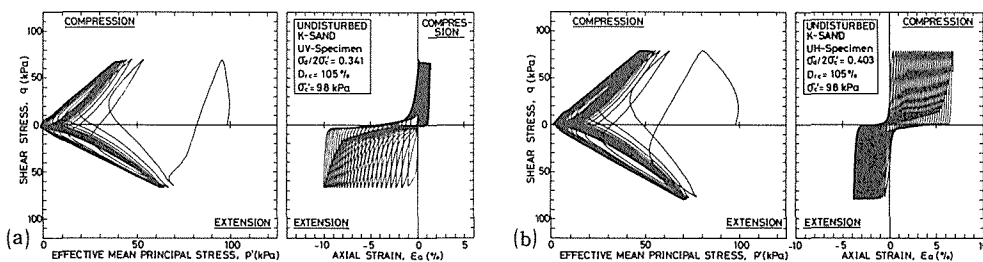


Fig.14 Time histories of effective stress path and stress-strain relationship for undisturbed K-sand; (a) UV-Specimen, (b) UH-Specimen

いずれの DA においても UH 供試体の方が高い値を示している (図-17(a), 18(a))。すなわち、三軸供試体の軸方向が自然砂地盤の鉛直方向となっている場合の液状化強度は、自然砂地盤の水平方向となる場合より低い値となることを示している。この傾向は、図-9(a)に示した T-砂のそれと非常に類似したものである。一方、初期液状化の判定規準にもとづいた場合は、T-砂ほどの顕著な差 (図-9(b)) はみられないが、UH 供試体が若干高い液状化強度を与えているようである。液状化強度を初期液状化で定義するかあるいは発

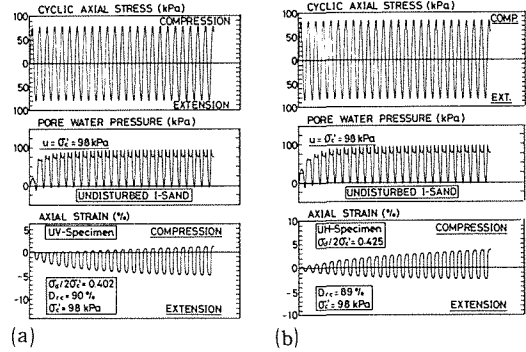


Fig.15 Time histories of cyclic axial stress, pore water pressure and axial strain for undisturbed I-sand; (a) UV-Specimen, (b) UH-Specimen

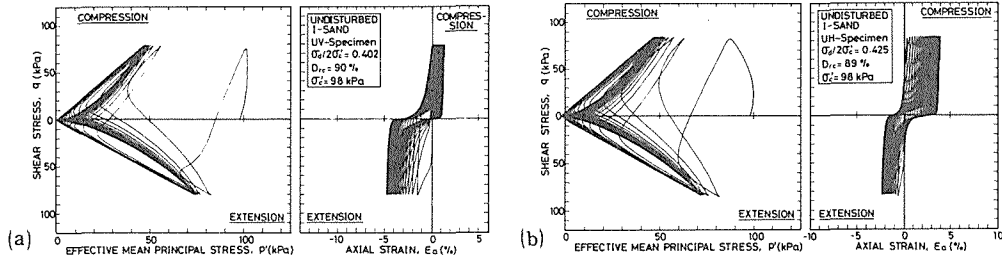


Fig.16 Time histories of effective stress path and stress-strain relationship for undisturbed I-sand; (a) UV-Specimen, (b) UH-Specimen

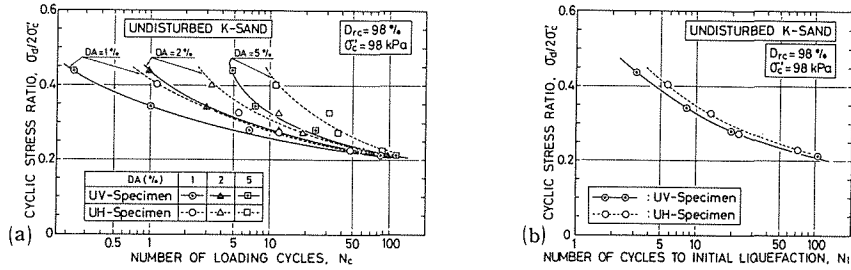


Fig.17 Comparisons of cyclic stress ratio-number of loading cycles relationships for UV- and UH-Specimens of undisturbed K-sand; (a) $\sigma_d/2\sigma'_c$ vs. N_c to 1, 2 and 5% double amplitude axial strains, (b) $\sigma_d/2\sigma'_c$ vs. N_l to initial liquefaction

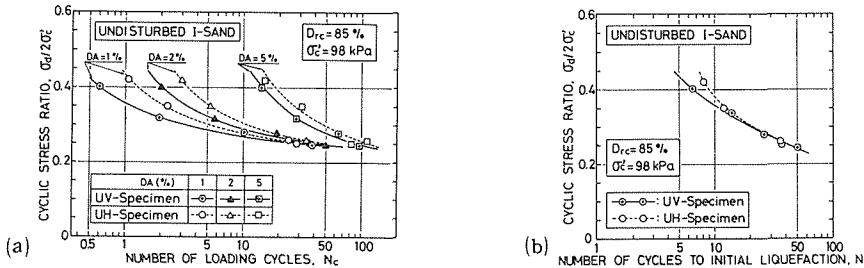


Fig.18 Comparisons of cyclic stress ratio-number of loading cycles relationships for UV- and UH-Specimens of undisturbed I-sand; (a) $\sigma_d/2\sigma'_c$ vs. N_c to 1, 2 and 5% double amplitude axial strains, (b) $\sigma_d/2\sigma'_c$ vs. N_l to initial liquefaction

生したひずみの大きさで定義するかによって UV と UH 供試体の強度特性の相互関係が異なる事実は、構造異方性による変形性状の相違にもとづくものである。したがって、ここに示した2つの自然砂地盤のように、特に密な堆積状態にある場合は、その構造異方性による液状化強度の変化に対して特段の配慮が必要であろう。

いずれにしても、本実験の結果および考察から、自然堆積砂地盤の液状化特性は構造異方性に強く依存し、その特徴は砂粒子を自由落下させて作製した供試体のそれと類似したものであることが示されたと言えよう。

4.5 再構成砂の液状化特性

前節で、自然砂においても室内で人工的に詰めた砂と同様の構造異方性による液状化特性の変化が認められたので、適切な方法によって攪乱砂を再構成することによって、自然堆積砂地盤と類似の液状化特性を示す供試体を作製できる可能性がある。以下に、K-砂とI-砂を前述の各種の方法で再構成した供試体の液状化特性を調べることによって、その可能性を検討した。

図-19は、 R_C と R_D 法で再構成したK-砂の $\sigma_d/2\sigma'_c \sim N_f$ 関係を不攪乱砂のそれと比較して示している。K-砂には細粒分が含まれていて、多重ふるい落下方式によって原位置の高い相対密度 ($D_{rc} \approx 98\%$) が得られないため、 R_A や R_B 法は採用されていない。図によれば、再構成 K-砂の液状化強度は、いずれも不攪乱砂のそれよりも低い値となっている。 R_C 供試体の液状化強度は不攪乱砂のそれに比較的近い値を示しているが、繰返し载荷に伴う変形プロセス (図示は省略) が不攪乱砂のそれと大きく異なる事実を無視して議論はできない。これらの事実は、 R_C や R_D 法では図-17で示されたような不攪乱砂の異方的な液状化特性をもたらしうな構造異方性を有する供試体を準備できないことを示唆している。

図-20は、 R_A 、 R_B および R_C 法によるI-砂供試体の $\sigma_d/2\sigma'_c \sim N_f$ 関係と不攪乱砂供試体のそれとの比較である。前述のように、I-砂では多重ふるい落下方法を容易に適用できる。注目すべきは、 R_BV 、 R_BH 供試体の液状化強度がそれぞれ UV、UH 供試体のそれと良く一致していることである。そこで、 R_B 法による供試体の非排水繰返しせん断過程での変形性状を詳細に検討してみるために、そのタイムヒストリーの典型例を図-21、22に示した。 R_BV 供試体は伸張側での間隙水圧とひずみの発生が卓越しているという点で、また R_BH 供試体は圧縮側で間隙水圧とひずみの発生が卓越しているという点で、それぞれ UV、UH 供試体の液状化特性に非常に類似していることが認められる。図-23(a)、(b)は、 R_BV 、 R_BH 供試体における $DA=1, 2, 5\%$ を生じる時の繰返し応力比 $\sigma_d/2\sigma'_c$ と载荷回数 N_c の関係を、それぞれ UV、UH 供試体のそれと比較して示している。図-21、22に見られた変形性状の類似性を反映して、 R_B 法で再構成した供試体の液状化強度は、 DA にもとづいた場合においても自然砂地盤のそれを良く再現しているようである。ここで、 R_AV 供試体は UV 供試体の変形性状に類似しているが (図示は省略)、

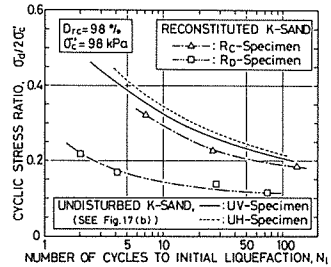


Fig.19 Comparison of cyclic stress ratio vs. number of loading cycles to initial liquefaction relationships for undisturbed and reconstituted specimens of K-sand

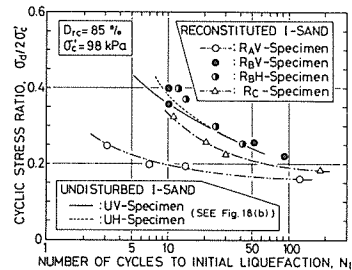


Fig.20 Comparison of cyclic stress ratio vs. number of loading cycles to initial liquefaction relationships for undisturbed and reconstituted specimens of I-sand

図-20に示されているように液状化強度はかなり低い値となっている。また、 R_c 供試体の変形性状および液状化強度が不攪乱砂のそれと全く一致しないのは、 K -砂の場合と同様である。なお、 K -砂においてももし R_B 法のような供試体作製法が適用できるなら、原位置砂地盤の異方的力学特性を再現できる可能性があると思われる。

ところで、4.3で述べたように R_{AV} と R_{BV} 供試体はその構造異方性の特徴が非常に類似していると思われるので、図

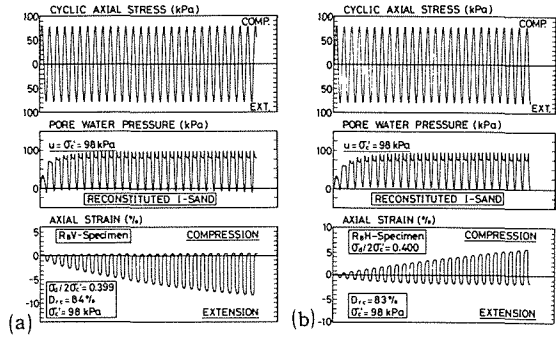


Fig.21 Time histories of cyclic axial stress, pore water pressure and axial strain for I-sand reconstituted by R_B method; (a) R_B V-Specimen, (b) R_B H-Specimen

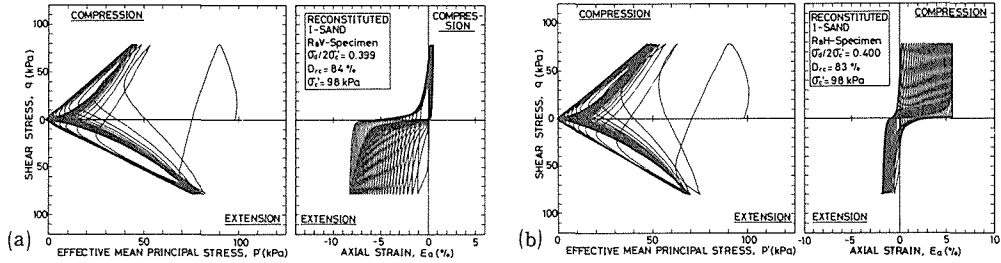


Fig.22 Time histories of effective stress path and stress-strain relationship for I-sand reconstituted by R_B method; (a) R_B V-Specimen, (b) R_B H-Specimen

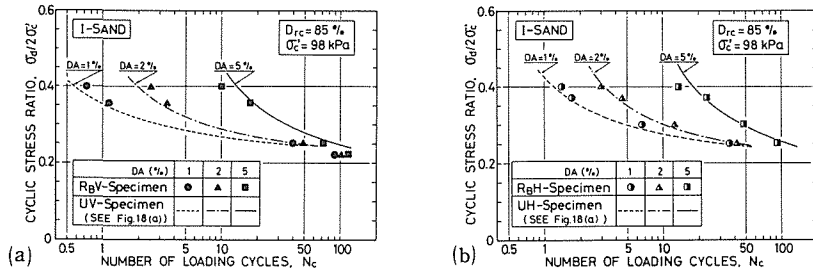


Fig.23 Comparisons of cyclic stress ratio-number of loading cycles relationships for R_B V- and R_B H-Specimens of I-sand; (a) $\sigma_d/2\sigma'_c$ vs. N_c to 1, 2 and 5% double amplitude axial strains, (b) $\sigma_d/2\sigma'_c$ vs. N_i to initial liquefaction

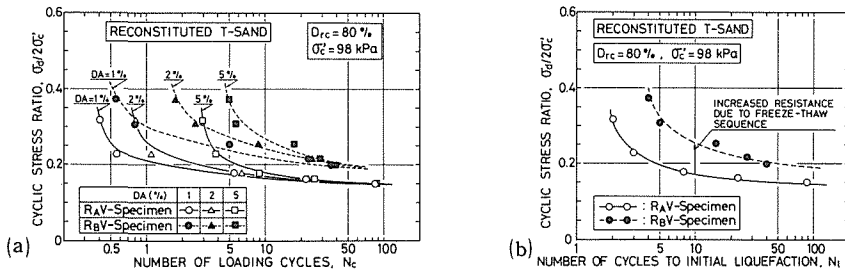


Fig.24 Effect of freeze-thaw sequence during sample preparation on cyclic stress ratio-number of loading cycles relationship for T-sand; (a) $\sigma_d/2\sigma'_c$ vs. N_c to 1, 2 and 5% double amplitude axial strains, (b) $\sigma_d/2\sigma'_c$ vs. N_i to initial liquefaction

-20に示されたその液状化強度の顕著な差は、供試体準備過程における凍結-融解作用の効果によるものである。このことをT-砂について調べた結果が図-24(a), (b)に示されており、I-砂の場合と同様、凍結-融解作用による液状化強度の著しい増加が認められる。液状化特性は、図-6に模式的に示されているように、三軸圧縮と三軸伸張応力条件が交番する繰返しせん断試験から得られるものである。したがって、三軸圧縮と三軸伸張試験での静的ダイレイタンスー特性と液状化特性とは密接に関連しているはずである²⁾。凍結-融解作用が静的力学特性に及ぼす影響は、4.3で述べたように三軸伸張条件下での負のダイレイタンスー（体積収縮）をおさえる傾向をもたらしている。このことは、非排水条件で正の間隙水圧の発生を抑制する効果をもたらすことを意味しているから、凍結-融解作用による液状化強度の増加は静的ダイレイタンスー特性に及ぼす凍結-融解の影響から定性的に説明できる。

凍結-融解作用が砂の力学特性に及ぼすこのような効果は、過圧密を受けた砂のそれに類似している⁹⁾から、凍結によってもたらされる過圧密効果によって砂の微視的構造に何らかの変化が生じたものと推定される。ここで、攪乱試料を再構成する際に砂供試体を凍結させたことにより、自然堆積砂地盤における長時間の圧密またはセメンテーションの発生と同じ効果が得られたのか、あるいはブロックサンプルの不攪乱砂試料を凍結した結果、原位置の砂地盤が保有していた液状化強度よりも高い実測値を得たのかが問題である。自然砂地盤の液状化特性を評価するためには、長期間にわたって圧密されていた自然堆積砂地盤が、サンプリングの際に利用される凍結によってどの程度その力学特性に変化が生じるのかについて、今後詳細に検討する必要があると思われる。

5. 結 論

ブロックサンプリングによって得た乱さない砂供試体、およびそれと同じ密度で室内において再構成した供試体について行なった排水三軸圧縮・伸張試験と非排水繰返しせん断試験の結果から、(1)自然砂地盤の力学特性の異方性は顕著であり、その特徴は自然砂地盤の鉛直方向よりも水平方向に圧縮しやすく膨張しづらいという傾向を示すことにある、(2)このような異方的な力学特性は、室内で作製した砂供試体のそれと非常に類似していることから、砂地盤は一般に天然か人工かによらず構造異方性を有した状態にあると推定される、(3)自然堆積砂地盤の静的変形・強度特性や液状化特性は、細粒分が含まれていない場合には、室内で砂粒子を自由落下させて供試体を準備する多重ふり落下法(MSP法)²⁾によって再現できる、などの事実が示された。

最後に、本研究について種々の御教示を頂いた本学土木工学科北郷 繁教授、実験・データ整理に協力を得た工藤 豊技官、中垣 健(島根県庁)、江幡 敦司(M2)、斎藤 義浩(M1)、山下 彰司(北海道開発庁)君に感謝の意を表します。

参 考 文 献

- 1) Oda, M.: Soils and Foundations, Vol. 12, No. 1 (1972), p. 17-36.
- 2) Miura, S. and Toki, S.: Soils and Foundations, Vol. 22, No. 1 (1982), p. 61-77.
- 3) 土質工学会編: “土質試験法” 第2回改訂版(昭54).
- 4) 三浦清一, 土岐祥介, 三浦均也: 北海道大学工学部研究報告, No116(昭58), p. 1-13.
- 5) 三浦清一, 土岐祥介, 稲 直美: 北海道大学工学部研究報告, No111(昭57), p. 13-23.
- 6) 三浦清一: 土と基礎, Vol. 31, No.7(昭58), p. 59-60.
- 7) Oda, M., Koishikawa, I. and Higuchi, T.: Soils and Foundations, Vol. 18, No. 1 (1978), p. 25-38.
- 8) 三浦清一, 土岐祥介, 三浦均也: 第17回土質工学研究発表会講演集(昭57), p. 325-328.
- 9) Ishihara, K. and Takatsu, H.: Soils and Foundations, Vol. 19, No. 4 (1979), p. 59-68.