

# 非排水繰り返しせん断強度と各種土質定数の関係

今野政志・古田一郎  
沢田俊一・佐久間紀呼

## Relationship Between Cyclic Undrained Shear Strength of Soils and Basic Soil Properties

Masashi KONNO, Ichiro FURUTA,  
Shun-ichi SAWADA and Noriko SAKUMA

### Abstract

The estimation of cyclic undrained shear strength of soil is very important to evaluations of liquefaction potential of the ground. For this reason, it is desirable to conduct the cyclic undrained shear test on soil samples taken in an undisturbed state. However, soil properties in natural ground are complex variables. This means that it is not practical from an economic or technical standpoint to test all types of soil.

This paper proposes an experimental formula to express the relationship between cyclic undrained shear strength of soil and basic soil properties, using the results of tests of undisturbed samples. By using this experimental formula, cyclic undrained shear strength of soil can be easily estimated from basic soil properties obtained from conventional investigations.

Following is an outline of this paper:

#### 1. Sampling and Testing Methods

The undisturbed samples used in the investigation were taken by a tube sampler. Cyclic triaxial test equipment was used to conduct the cyclic undrained shear test. In the testing, cyclic undrained shear strength was defined as shear stress or stress ratio when axial strain of  $\pm 2.5\%$  occurred after 20 loading cycles.

#### 2. Test Results

607 samples of alluvial soil, 101 samples of soil from reclaimed land and 37 samples of diluvial soil were tested. Basic properties of these samples are shown in Fig. 1.

Figs. 3~9 show the relationships between cyclic stress ratio  $R_{l20}$  and basic soil properties. These correlations are not so clear, but it can be found that values of  $R_{l20}$  are distinguished by geological time.

#### 3. Relevant Research

##### (1) Clean Sand

Fig. 10 shows the relationship between  $R_{l20}$  and relative density  $D_r$ . Fig. 12 shows the relationship between  $R_{l20}$  and normalized SPT  $N$  Value  $N_1$ .

Normalized SPT  $N$  Value  $N_1$  was determined using the equation for the  $D_r$  vs. SPT  $N$  Value relationship proposed by Meyerhof. Formulas (1) and (5) are applicable to clean sand

in a normally consolidated state.

Fig.12 shows the results of tests on samples taken by the frozen sampling and core cutter methods. The effects of disturbance are evident for samples taken by tube sampling, when  $N_1$  is 20 or more. Thus, data for which  $N_1$  was less than 20 was used in the following investigation.

#### (2) Inhomogeneous Soil

Formulas (1) and (5) cannot be applied to inhomogeneous soil. An examination of the difference between  $R_{l20}$  obtained from testing and those values calculated by the formula (5) shows that the greater the value of fines content  $F.C.$ , and the smaller the value of mean grain size  $D_{50}$ , the greater the value of difference  $\Delta R$  was (see Fig.13).

A further important fact is that the difference  $\Delta R$  correlates with effective overburden pressure  $\sigma'_v$ .

#### 4. Proposed Experimental Formula That Takes Cohesional Resistance Into Account

Most of the experimental formulas that have been proposed until now assume that cyclic shear stress  $\tau_{l20}$  is proportional to confining pressure  $\sigma'_c$ . If this is so, the failure envelope of the soil should be a straight line passing through the origin. However, an examination of the relationships between  $\tau_{l20}$  and  $\sigma'_c$  (or  $\sigma'_v$ ) expressed in Figs.19~21, 23 show the existence of cohesional resistance.

From the above, the following experimental formula that takes cohesional resistance into account have derived:

$$\begin{aligned}\tau_{l20} &= c(D_{50}) + \{0.0042D_r^* + f(D_{50})\} \sigma'_v \\ c(D_{50}) &= -0.044 \log(D_{50}/2.43) \\ f(D_{50}) &= -0.100 \log(D_{50}/0.48) \\ D_r^* &= 21 \sqrt{\frac{N}{\sigma'_v + 0.7}}\end{aligned}$$

where  $c(D_{50})$  corresponds to cohesion and  $f(D_{50})$  to friction coefficient.

As Figs.25~26 show, estimated values are good agreeable to actual measured values.

A number of experimental formulas have been proposed to express the relationship between  $R_{l20}$  and basic soil properties.

Then, we compare the measured  $R_{l20}$  values with those estimated by using the experimental formulas proposed by authors, Iwasaki and Tatsuoka (1978) and Yokota and Imai (1980).

As Figs.27~32 show,  $R_{l20}$  obtained from testing and those estimated by authors' experimental formula agree comparatively well.

In the above, we have shown that by considering the failure envelope of soil in an undisturbed state as a straight line with cohesion intercept, it seems possible to evaluate the relationship between cyclic undrained shear strength and basic soil properties more appropriately.

Cohesional resistance is affected by overconsolidation, cementation and small strain history. Future research should investigate this point.

## 1 はじめに

土の非排水繰り返しせん断強度を正しく評価することは、地盤の液状化発生危険度を検討する上で、極めて重要である。このための現状最も精度の高い方法として、不攪乱状態で採取した土の室内非排水繰り返しせん断試験が行われている。しかし、自然地盤においては、土性が複雑に変化しており、土性の変化に応じて強度を評価するためには、数多くのサンプリングと室内試験を行う

必要がある。このように詳細な調査をあらゆる対象について実施することは、技術的な面あるいは経済的な面からみて、合理的な方法とは言い難い。

これに対し、通常土質調査で得られる基本的な土質定数をもとに、土の非排水繰り返しせん断強度を簡易に推定する方法が提案され、実用に供されている。

この種の推定方法は、Seed and Idriss (1971) によって初めて提案された。彼等の方法は、乱した試料を用いた試験の結果に基づいており、比較的緩い均質な砂を対

象としていた。その後、岩崎・龍岡・常田 (1978) および Yokota and Imai (1980) が、不攪乱試料の試験結果に基づいた推定方法を提案し、原位置に近い状態における土の強度の推定を可能にした。また、密な砂の強度を評価する方法としては、Seed (1979) によって提案されたものがあり、近年では、Tokimatsu and Yoshimi (1983)、国生・吉田・長崎(1984)および Seed and Alba (1986) の提案がある。

このように、土の非排水繰り返しせん断強度の推定方法は、より合理的なものへと発展してきている。しかしながら、これらの研究の基礎となっている試験データは、必ずしも十分な量とはいえない。また、液状化発生危険度の評価が重要となる比較的緩い状態の地盤については、岩崎ら (1978) および Yokota ら (1980) の提案以降、詳細に検討されたものは見当たらない。

以上のような背景のもとに、筆者らは、745 個の不攪乱試料について行った非排水繰り返し三軸試験の結果に基づいて、土の非排水繰り返しせん断強度に影響を及ぼす要因について検討を行い、非排水繰り返しせん断強度と基本的な土質定数の関係を表す実験式を求めた。

## 2 試料の採取と試験の方法

### 2.1 試料の採取方法

検討に用いた試料は、主としてチューブサンプラーを用いて採取したもので、土質条件に応じてサンドサンプラー(ツイストサンプラー)、シンウォールサンプラーあるいはデニソン型サンプラーを使用した。

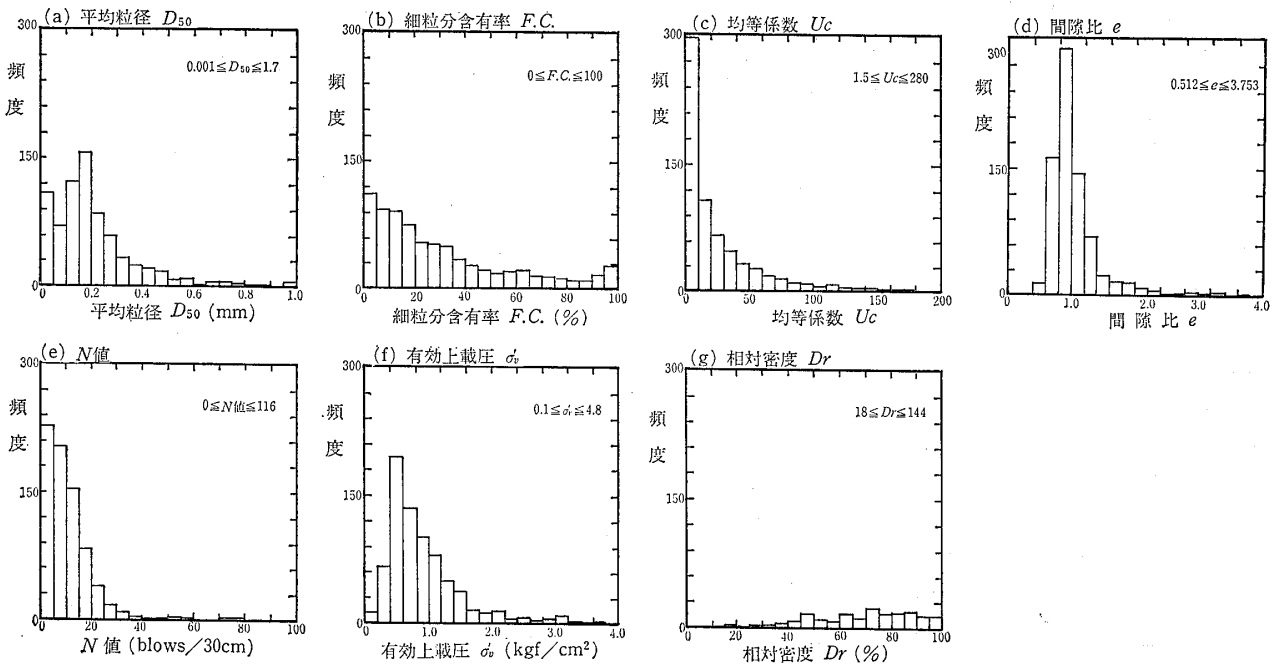
なお、未固結状態にある砂質土については、現地において水抜きを行い、試料を凍結して運搬した。

### 2.2 試験方法

非排水繰り返しせん断試験は、一定振幅の正弦波荷重を破壊に至るまで載荷するものであり、1 試料当たり 3～4 供試体を準備し、それぞれ異なる荷重振幅で繰り返しせん断を行った。また、試験には軸方向加振型の振動三軸試験装置を用いた。試験条件は次のとおりである。

- ① 圧密条件：有効上載圧に等しい圧力での等方圧密
- ② 飽和条件：Skempton の B 係数が 0.95 以上
- ③ 載荷条件：0.5Hz の軸方向正弦波荷重

なお、試験においては、20 回の繰り返しせん断によって 5% の軸ひずみ両振幅を発生させるのに必要な載荷重から、非排水繰り返しせん断強度を求めた。せん断に関する応力パラメータとしては、せん断応力  $\tau$  およびせん断応力比  $R$  (せん断応力  $\tau$  と圧密圧力  $\sigma'_c$  との比) を用い、それらのパラメータで表した強度を、それぞれ、動的強度  $\tau_{120}$  および動的強度比  $R_{120}(=\tau_{120}/\sigma'_c)$  と呼ぶことにした。



図一1 試料の頻度分布

Fig.1 Histogram of samples: (a) mean grain size  $D_{50}$ ; (b) fines content  $F.C.$ ; (c) coefficient of uniformity  $U_c$ ; (d) void ratio  $e$ ; (e) SPT  $N$ -value; (f) effective overburden pressure  $\sigma'_v$ ; (g) relative density  $D_r$

3 試験に用いた試料

試験に用いた試料のうち、沖積層から採取したものが607試料と最も多く、埋立土層からのものが101試料、洪積層からのものが37試料ある。

試料の基本的性質を表す土質定数の頻度分布およびその値の範囲は、図-1に示すとおりである。これらの土

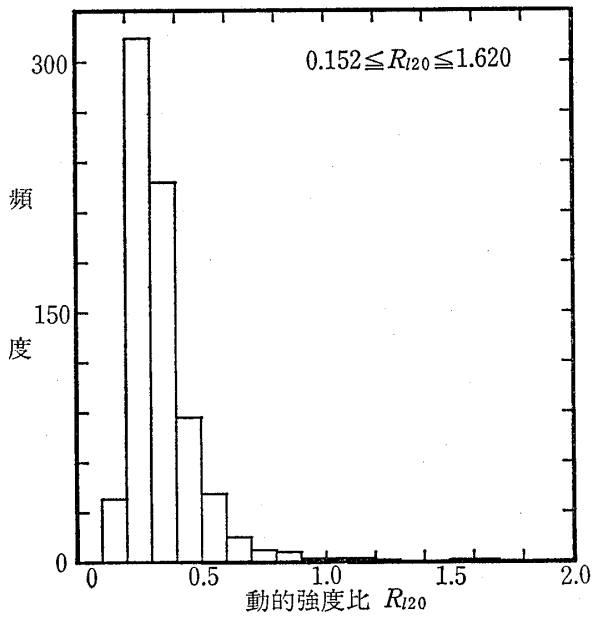


図-2 動的強度比  $R_{120}$  の頻度分布  
Fig.2 Histogram of cyclic stress ratio  $R_{120}$

質定数のうち、平均粒径  $D_{50}$ 、細粒分含有率  $F.C.$ 、均等係数  $U_c$ 、圧密後の間隙比  $e$  および相対密度  $D_r$  については、採取試料から直接求めたものである。しかし、 $N$  値については、試料採取位置近傍のデータを適用した。また、有効上載圧  $\sigma'_v$  は地盤中の密度分布を仮定することによって間接的に求めた値である。

図-1に示すように、試料の多くは細粒分含有率が40%以下で、均等係数が小さく、 $N$  値も20以下の砂質土であ

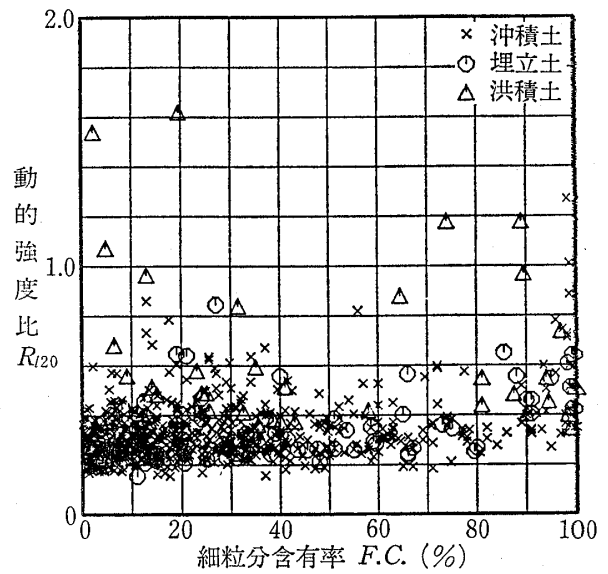


図-4 動的強度比  $R_{120}$  と細粒分含有率  $F.C.$  との関係  
Fig.4 Relationship between cyclic stress ratio  $R_{120}$  and fines content  $F.C.$

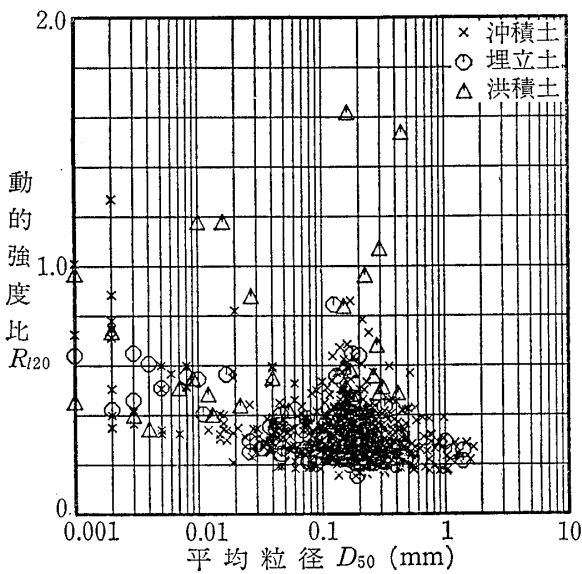


図-3 動的強度比  $R_{120}$  と平均粒径  $D_{50}$  との関係  
Fig.3 Relationship between cyclic stress ratio  $R_{120}$  and mean grain size  $D_{50}$

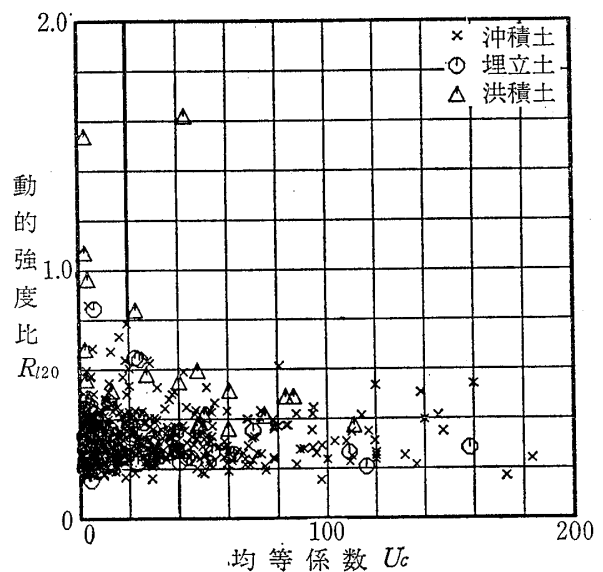


図-5 動的強度比  $R_{120}$  との均等係数  $U_c$  との関係  
Fig.5 Relationship between cyclic stress ratio  $R_{120}$  and coefficient of uniformity  $U_c$

るが、細粒分含有率が80%を越すような粘性土も60試料程度含まれており、土の種類は広範囲にわたっている。

4 試験結果の概要

非排水繰り返し三軸試験から求めた動的強度比 $R_{120}$ の頻度分布を図-2に示す。動的強度比の多くは0.2~0.3の値となっており、全体としては0.15~1.62の範囲に及

んでいる。

動的強度比は、粒度組成、密度、原位置の応力状態、応力履歴あるいはセメンテーションの影響を受けることが、一般的に知られている。そこで、粒度組成を表す土質定数として、平均粒径 $D_{50}$ 、細粒分含有率 $F.C.$ および均等係数 $U_c$ を選び、動的強度比との関係を示すと、図-3~図-5のようになる。また、密度に関する間隙比 $e$ 、相対密度 $D_r$ および $N$ 値と動的強度比との関係

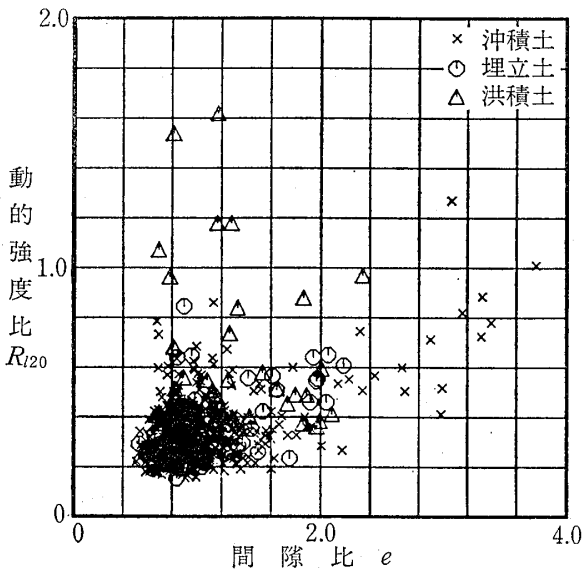


図-6 動的強度比 $R_{120}$ と間隙比 $e$ との関係

Fig.6 Relationship between cyclic stress ratio  $R_{120}$  and void ratio  $e$

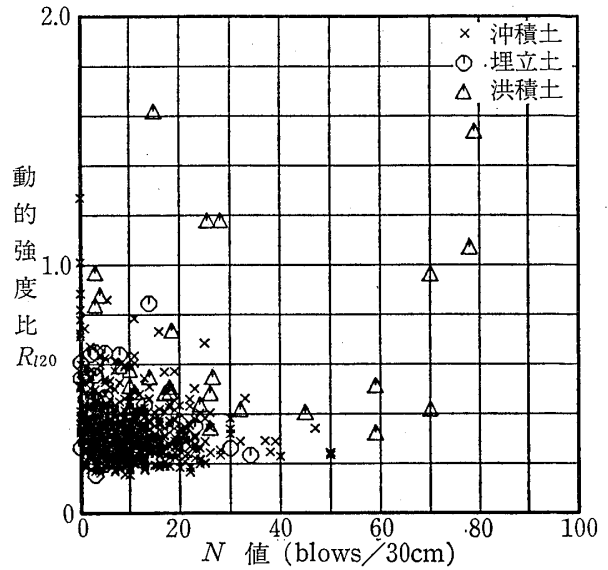


図-8 動的強度比 $R_{120}$ と $N$ 値との関係

Fig.8 Relationship between cyclic stress ratio  $R_{120}$  and SPT  $N$ -value

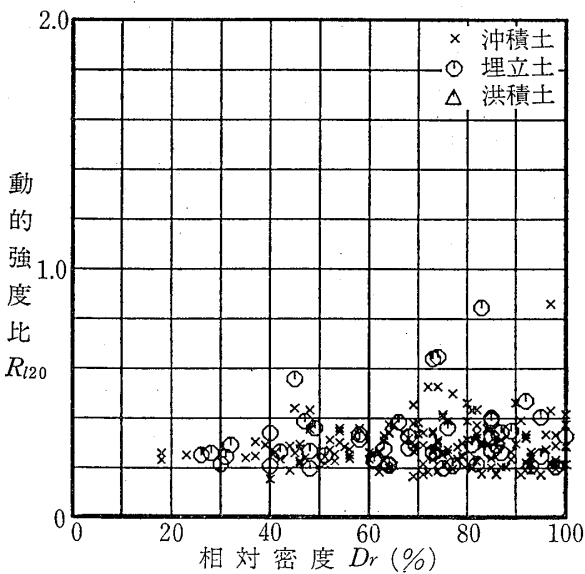


図-7 動的強度比 $R_{120}$ と相対密度 $D_r$ との関係

Fig.7 Relationship between cyclic stress ratio  $R_{120}$  and relative density  $D_r$

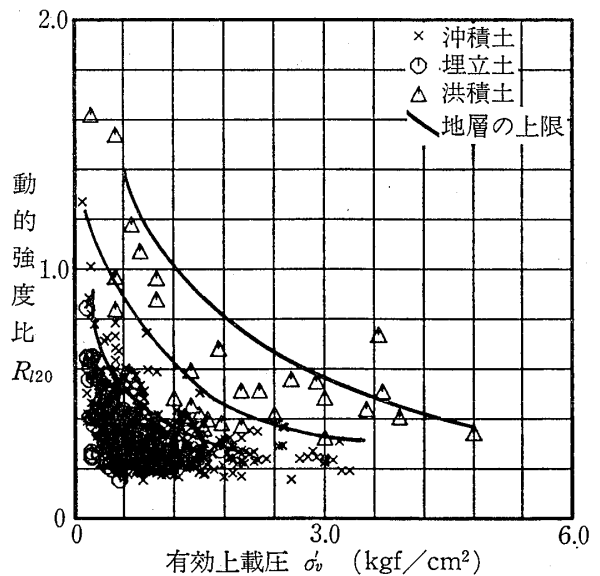


図-9 動的強度比 $R_{120}$ と有効上載圧 $\sigma_v'$ との関係

Fig.9 Relationship between cyclic stress ratio  $R_{120}$  and effective overburden pressure  $\sigma_v'$

を図-6～図-8に示す。いずれにおいても、明瞭な関係は認められない。

一方、原位置の応力状態、応力履歴およびセメンテーションに関しては、これらを表す指標を厳密に求めることは極めて難しい。そこで、地盤内の密度分布を推定して求めた有効上載圧  $\sigma'_v$  が、原位置の応力状態を表す指標として用いられている。また、堆積年代の古い地質ほど応力履歴を受ける機会も多く、セメンテーションもより顕著であることが考えられることから、堆積年代が概略の指標に用いられている。

図-9は、動的強度比と有効上載圧の関係を地質別に記号を変えて示したものである。データにはばらつきはあるが、堆積年代の古い地質から採取したものほど、全般に動的強度比が大きくなっている。また、それぞれの地質については、いずれの場合も、有効上載圧が小さいものほど、動的強度比が大きくなる傾向が認められる。これらの関係は、不攪乱試料から求めた動的強度比の特徴の1つと考えることができる。

以上の結果にみられるように、動的強度比と種々の土質定数を個々に比較した場合、いずれについても明瞭な関係は見出せない。このことは、動的強度比に影響を及ぼす要因が多岐にわたっており、複数の要因が互いに関係しあって、影響を及ぼしているためと考えられる。

## 5 均質な砂の動的強度比に関する検討

非排水繰返しせん断強度特性に関する研究の多くは、細粒分の少ない均質な砂を対象としてまず行われ、これを基礎にして様々な問題が検討されている。この種の研究に用いられている均質な砂の物理的性質は、平均粒径  $D_{50}$  が 0.1～0.5mm、細粒分含有率  $F.C.$  は 5%以下で、均等係数  $U_c$  が 10以下のものが多く、室内で作成した供試体によって試験が行われている。

ここでは、上記の条件を満足する試料の試験結果をもとに、均質な砂の動的強度比と土質定数の関係を検討する。

### 5.1 動的強度比と相対密度の関係

均質な砂の強度特性が密度に強く依存することは広く知られており、相対密度を指標として、強度特性の検討が行われてきた。これらの検討から得られた重要な強度特性が、「液化現象」と「サイクリック・モビリティ現象」であり、動的強度比と相対密度の関係を次式で表すことができる。

$$R_{120} = a \{ D_r + (b \cdot D_r)^n \} \quad (1)$$

ここに、 $a$ 、 $b$ および $n$ は、試験から求められる定数である。(1)式の右辺第1項は、過剰間隙水圧が拘束圧に等しくなると、急激に崩壊し、液状を呈する砂の動的強度比と相対密度の関係を表している。また、右辺第2項は、密な砂に特有のサイクリック・モビリティ現象を示しており、過剰間隙水圧の上昇後も、正のダイレイタンス特性によって構造が保持され、これによって発揮される強度を表している。

(1)式が示すように、比較的緩い砂については、動的強度比は相対密度に比例する。このことは、谷本(1971)が実験的に明らかにし、その後 Ishihara (1977) が種々の砂について検討を加え、相対密度が80%以下の砂については、 $R_{120} = 0.0042 D_r$  なる関係が成り立つことを示した。

図-10は、筆者が行った不攪乱試料の試験結果に既存の結果を加え、動的強度比と相対密度の関係を示したものである。データにはばらつきがあるが、Ishihara(1977)の示した関係を概ね満足している。また、相対密度が80%を越すと動的強度比が急激に大きくなり、サイクリック・モビリティ現象の影響が現れている。

一方、図-10には、細粒分を比較的多く含む砂質土および有効上載圧の小さい砂質土の試験結果も、参考までに示してある。細粒分が多い場合あるいは有効上載圧が小さい場合には、動的強度比と相対密度の関係にみられ

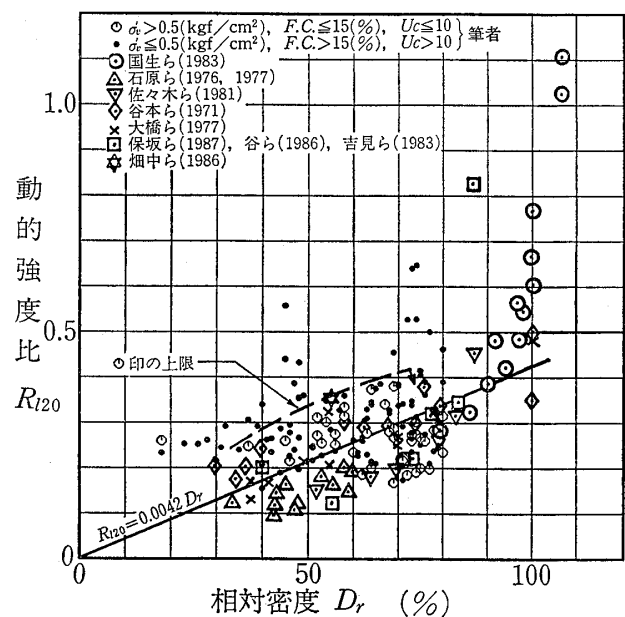


図-10 動的強度比  $R_{120}$  と相対密度  $D_r$  との関係  
Fig. 10 Relationship between cyclic stress ratio  $R_{120}$  and relative density  $D_r$

るばらつきが、著しく拡大されている。このことから、(1)式の関係は土質のみならず、応力状態にも制約されていることがわかる。

不攪乱試料の場合、有効上載圧が小さい（採取深度が浅い）ものについては、種々の履歴を受けている可能性が高く、正規圧密状態にないことも充分考えられる。したがって、均質な砂が正規圧密状態にある場合に限れば、(1)式の関係が不攪乱試料についても成立するものと思われる。

### 5・2 動的強度比とN値の関係

国内の土質調査においては、標準貫入試験が一般に行われているが、この試験から得られるN値は、土の相対密度と密接な関係にあることが実験的に明らかにされている。N値と相対密度の関係式が種々提案されているが、次に示す Meyerhof(1957) の式が良く用いられている。

$$D_r^* = 21 \sqrt{\frac{N}{\sigma_v' + 0.7}} \quad (2)$$

ここに、 $D_r^*$  は相対密度の推定値(%),  $N$  はN値および  $\sigma_v'$  は有効上載圧 (kgf/cm<sup>2</sup>) である。

(2)式の適用性を検証するために、既存のものを含め不攪乱試料のデータに基づいて、(2)式から計算される相対密度の推定値  $D_r^*$  と実測値との比較を行った。その結果は図-11に示すとおりで、推定値と実測値の関係は必ず

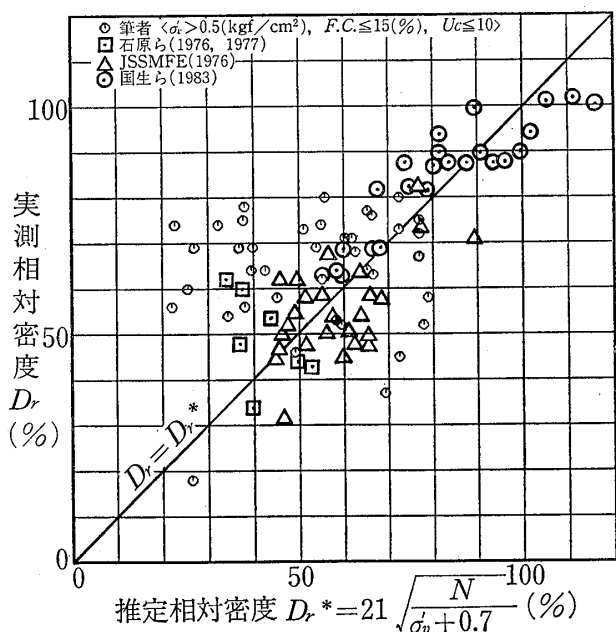


図-11 実測相対密度  $D_r$  と推定相対密度  $D_r^*$  との比較  
Fig.11 Comparison of measured value  $D_r$  and estimated value  $D_r^*$  for relative density

しも良いとはいえないが、1対1の関係を示す直線を中心にしてばらついており、 $D_r^*$  が物性を表す指標となり得るものと思われる。

(2)式の関係は、等しい相対密度の地盤であっても、有効上載圧が大きくなれば、N値も大きくなることを示している。したがって、N値を土の力学的性質と比較するためには、有効上載圧の影響を除去する必要がある。この1つの方法として、(2)式をもとに有効上載圧が 1.0 kgf/cm<sup>2</sup> の場合のN値に換算した値が用いられている。これを基準化N値  $N_1$  と呼び、次式で与えられる。

$$N_1 = \frac{1.7N}{\sigma_v' + 0.7} (=0.00385D_r^{*2}) \quad (3)$$

(3)式で表される基準化N値と均質な砂の動的強度比とを比較すると図-12のようになる。基準化N値が30を越すものについては、動的強度比が著しく大きくなる傾向が認められる。また、基準化N値が20以下のものについて、有効上載圧が 0.5kgf/cm<sup>2</sup> を下回るデータも図に示してあるが、有効上載圧が小さくなると、動的強度比が大きくばらつくことがわかる。

一方、(1)式で表される動的強度比と相対密度の関係に(2)式および(3)式を代入することにより、動的強度比とN

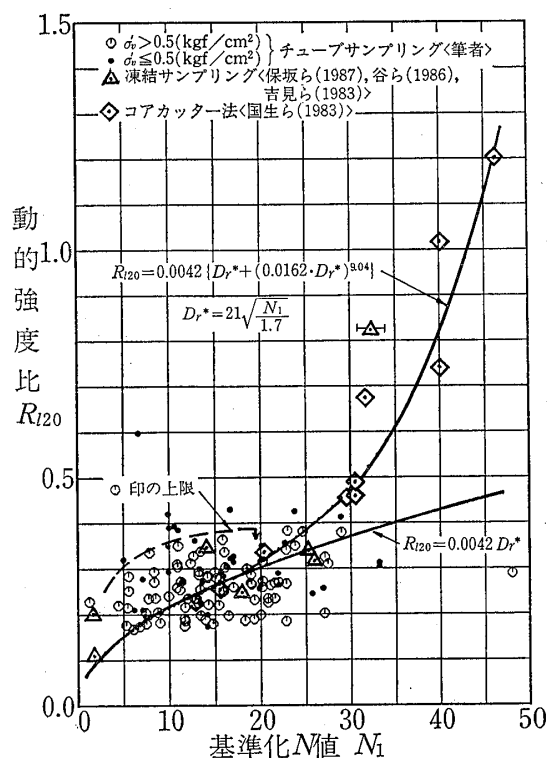
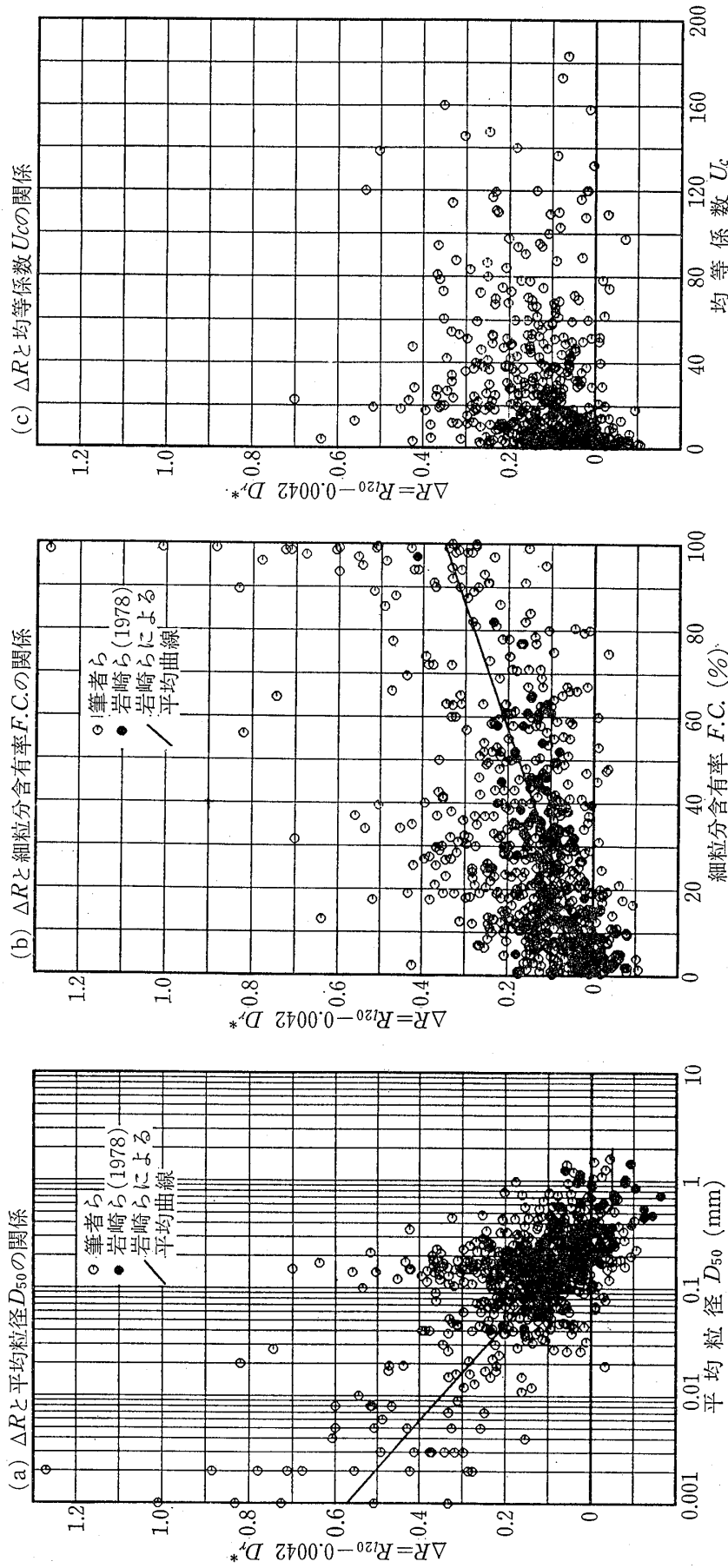


図-12 動的強度比  $R_{t20}$  と基準化N値  $N_1$  との関係  
Fig.12 Relationship between cyclic stress ratio  $R_{t20}$  and normalized SPT  $N_1$



図一13 動的強度比の補正値  $\Delta R$  と粒度組成との関係  
 Fig. 13 Relationships between correction term of cyclic stress ratio  $\Delta R$  and index values of soil gradation:  
 (a) mean grain size  $D_{50}$ ; (b) fines content F.C.; (c) coefficient of uniformity  $U_c$ .



値(あるいは  $N_1$ ) の関係を, 次のように表すことができる。

$$R_{i20} = a \{ D_r^* + (b \cdot D_r^*)^n \} \quad (4)$$

$$= a' \{ \sqrt{N_1} + (b' \cdot \sqrt{N_1})^n \} \quad (5)$$

ここに,  $a' = \frac{21}{\sqrt{1.7}} a$ ,  $b' = \left( \frac{21}{\sqrt{1.7}} \right)^{n-1} \cdot b$

図-12には, 国生・吉田・長崎が提案した(4)式に相当する曲線 ( $a = 0.0042$ ,  $b = 0.0162$ ,  $n = 9.04$ ) も示してあり, この曲線が実測値に概ね対応しているのがわかる。

一方, Ishihara (1977) が示した動的強度比と相対密度の比例関係 ( $R_{i20} = 0.0042 D_r^*$ ) に(2)式を代入すると, 次のようになる。

$$R_{i20} = 0.0042 D_r^* \quad (6)$$

(6)式に相当する曲線についても図-12に示してあるが, 基準化  $N$  値  $N_1$  が20以下の範囲では, (4)式とはほぼ等しいことがわかる。したがって, 比較的緩い砂については(4)式の右辺第2項を省略し, (6)式で動的強度比を近似することができる。

### 5.3 試料の乱れの影響

筆者が実施した試験では, チューブサンプラーで採取した試料を用いているが, Tokimatsu and Yoshimi (1983)の研究にみられるように, 密な砂の動的強度は, わずかな試料の乱れによっても著しく低下するものである。したがって, 採取した試料の品質を調べ, 試験結果の適用範囲を明らかにしておく必要がある。

図-12には, チューブサンプラーで採取した試料の試験結果に加えて, 極めて乱れの少ないサンプリング方法である地盤凍結によるサンプリング法およびコア・カッター法で得られた試料の試験結果を示してある。図から明らかなように, 基準化  $N$  値の大きい密な試料では, チューブサンプラーで得られた試料の試験結果が著しく小さくなっており, 乱れの影響を受けていることがわかる。一方, 基準化  $N$  値が20以下の場合には, サンプリング方法の違いによる試験結果の違いは認められず, 乱れの影響が少ないものと考えられる。

以上の結果を踏まえ, チューブサンプラーで採取した試料のうち, 基準化  $N$  値が20以下のものについて, 以後

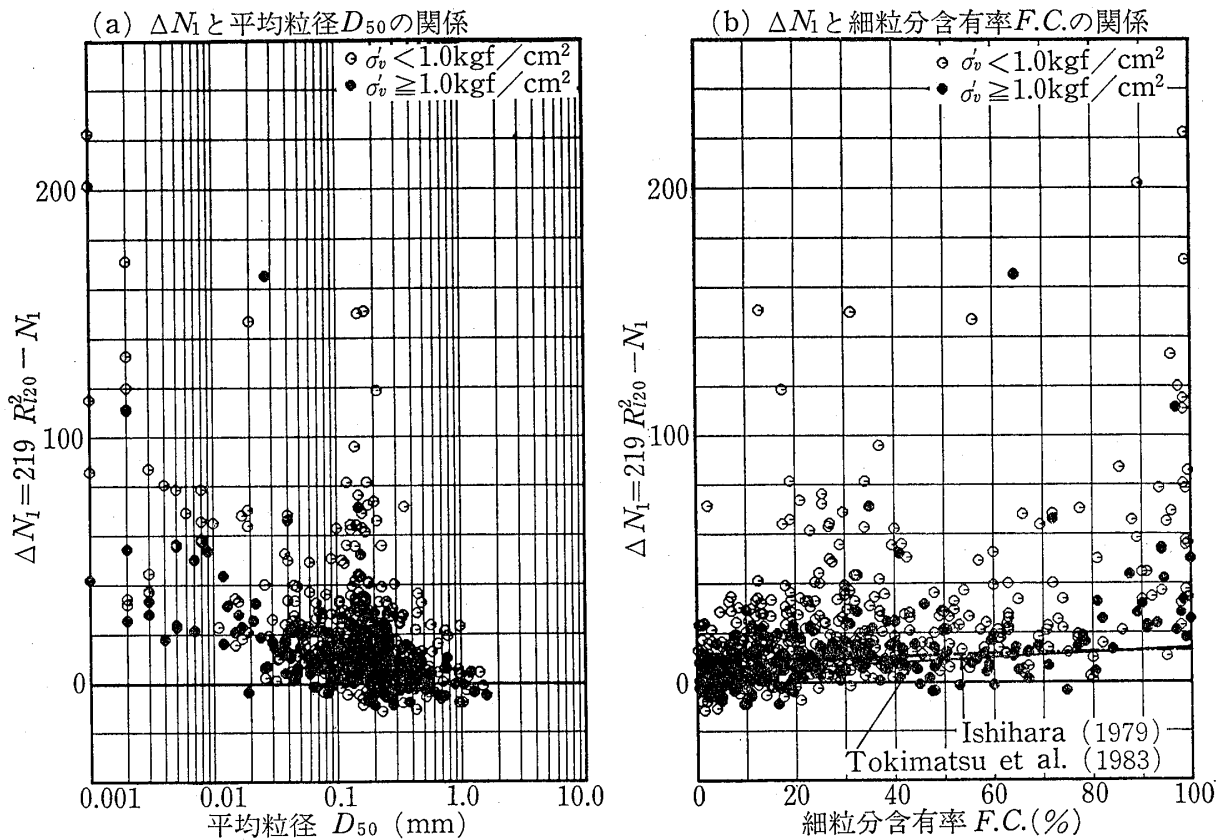


図-14 基準化  $N$  値の補正值  $\Delta N_1$  と粒度組成との関係

Fig.14 Relationships between correction term of  $N_1$ -value  $\Delta N_1$  and index values of soil gradation: (a) mean grain size  $D_{50}$ ; (b) fines content  $F.C.$

の検討を行った。

## 6 不均質な砂の動的強度比に関する検討

試験に用いた試料にみられるように、自然堆積土の粒度組成は様々であり、均質な砂はむしろ希である。このため、均質な砂で得られた動的強度比と相対密度あるいは基準化 $N$ 値との関係を、粒度組成に応じて補正することが一般に行われている。

ここでは、試験から求めた動的強度比と(4)式から推定した値の差に着目し、土質定数が動的強度比に及ぼす影響について検討する。

### 6.1 動的強度比と粒度組成の関係

粒度組成を表す土質定数のうち、動的強度比に影響を及ぼすものに、平均粒径、細粒分含有率および均等係数がある。試験結果の概要(図-3~図-5)に示したように、動的強度比とこれらの土質定数を直接比較した場合、いずれについても明瞭な関係は認められなかった。

そこで、試験から求めた動的強度比と、基準化 $N$ 値が20以下の均質な砂の動的強度比を表す(6)式との差を $\Delta R$ とすれば、

$$\Delta R = (R_{120})_{obs} - 0.0042 D_r^* \quad (7)$$

ここに、 $(R_{120})_{obs}$ は試験から求めた動的強度比、 $D_r^*$ は(2)式で表される推定相対密度である。

この値と上記の土質定数の関係を示すと図-13のようになる。不均質な砂と均質な砂との動的強度比の差については、岩崎・龍岡・常田(1978)も検討を行っており、そのデータも図に示してある。

図-13(a)は、 $\Delta R$ と平均粒径の関係を示したものであるが、データにばらつきがあるものの、平均粒径が小さいものほど $\Delta R$ が大きくなる傾向が認められる。また、図-13(b)に示す $\Delta R$ と細粒分含有率の関係についても、細粒分含有率が多くなるほど $\Delta R$ も大きくなる傾向が現れている。一方、図-13(c)に示す $\Delta R$ と均等係数との関係には、特定の関係はないようである。

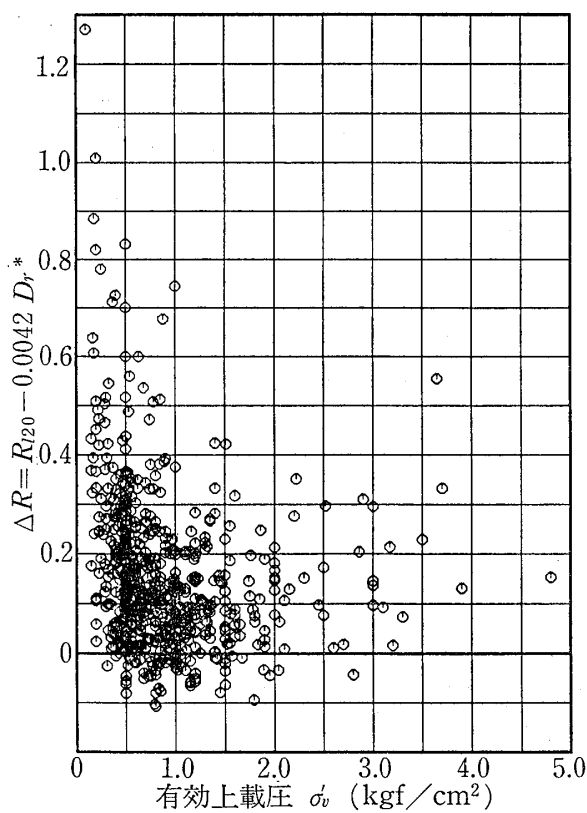


図-15 動的強度比の補正值 $\Delta R$ に対する有効上載圧 $\sigma_v'$ の影響

Fig.15 Effects of effective overburden pressure  $\sigma_v'$  on correction term of cyclic stress ratio  $\Delta R$

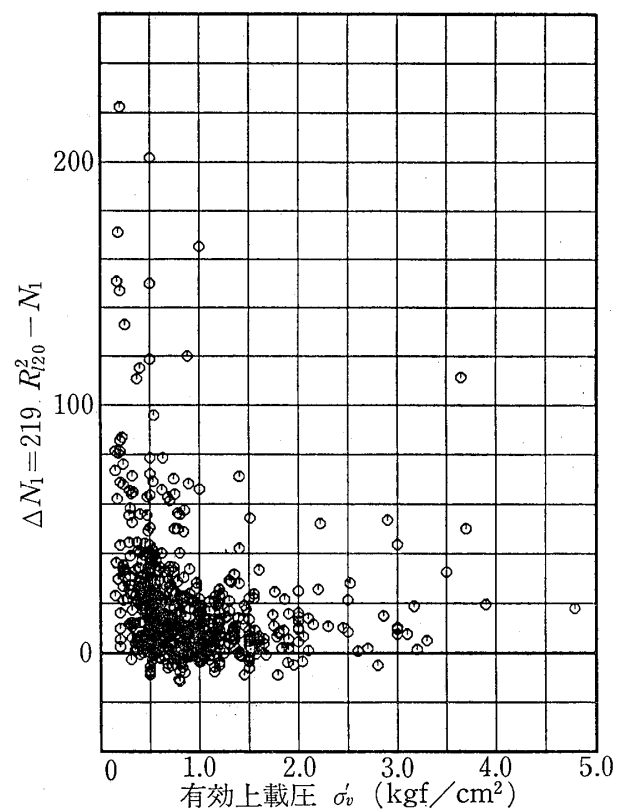


図-16 基準化 $N$ 値の補正值 $\Delta N_1$ に対する有効上載圧 $\sigma_v'$ の影響

Fig.16 Effects of effective overburden pressure  $\sigma_v'$  on correction term of  $N_1$ -value  $\Delta N_1$

6・2  $N$ 値に着目した動的強度比と粒度組成の関係

Ishihara (1979) および Tokimatsu and Yoshimi (1983)は、細粒分を多く含む土ほど動的強度比が大きいことを考慮するために、細粒分含有率によって $N$ 値を補正する方法を提案している。この方法では、細粒分を含む土の $N$ 値を細粒分を含まない均質な砂の $N$ 値に変換するための補正量を、実際に液状化が発生した土の細粒分含有率と $N$ 値の関係から推定している。

これに対して、筆者は、均質な砂の動的強度比と基準化 $N$ 値の関係が、(3)式および(6)式から、次のように表されるものと考えた。

$$\begin{aligned}
 R_{L20} &= 0.0042 D_r^* \\
 &= 0.0882 \sqrt{\frac{N}{\sigma_v' + 0.7}} \\
 &= 0.0676 \sqrt{N_1} \quad (8)
 \end{aligned}$$

さらに、細粒分を含む不均質な砂の基準化 $N$ 値 $N_1$ を、等しい動的強度比となる均質な砂の基準化 $N$ 値に変換するための補正量を $\Delta N_1$ とすると、不均質な砂の動的強度

比および $\Delta N_1$ は、次式で表される。

$$R_{L20} = 0.0676 \sqrt{N_1 + \Delta N_1} \quad (9)$$

$$\Delta N_1 = 219 R_{L20}^2 - N_1 \quad (10)$$

そこで、試験から求めた動的強度比をもとに、(9)式から $\Delta N_1$ を求め、これを平均粒径および細粒分含有率と比較して図-14に示す。図-14(b)には、Ishihara (1979) および Tokimatsu ら (1983) による $\Delta N_1$ と細粒分含有率の関係も示してある。試験結果から逆算した $\Delta N_1$ の値には200を越すような大きいものもあり、全体にばらつきが大きい。しかし、巨視的には、平均粒径が小さく細粒分含有率が多くなるに従って、 $\Delta N_1$ が大きくなる傾向にあるといえよう。また、筆者のデータをIshihara および Tokimatsu らの提案した $\Delta N_1$ と細粒分含有率の関係式と比較すると、両者の関係式は筆者のデータの下限に近いものとなっている。

6・3 動的強度比と有効上載圧の関係

5章の均質な砂の検討において触れたように、(1)式～(5)式で表される関係は、有効上載圧の小さいものについ

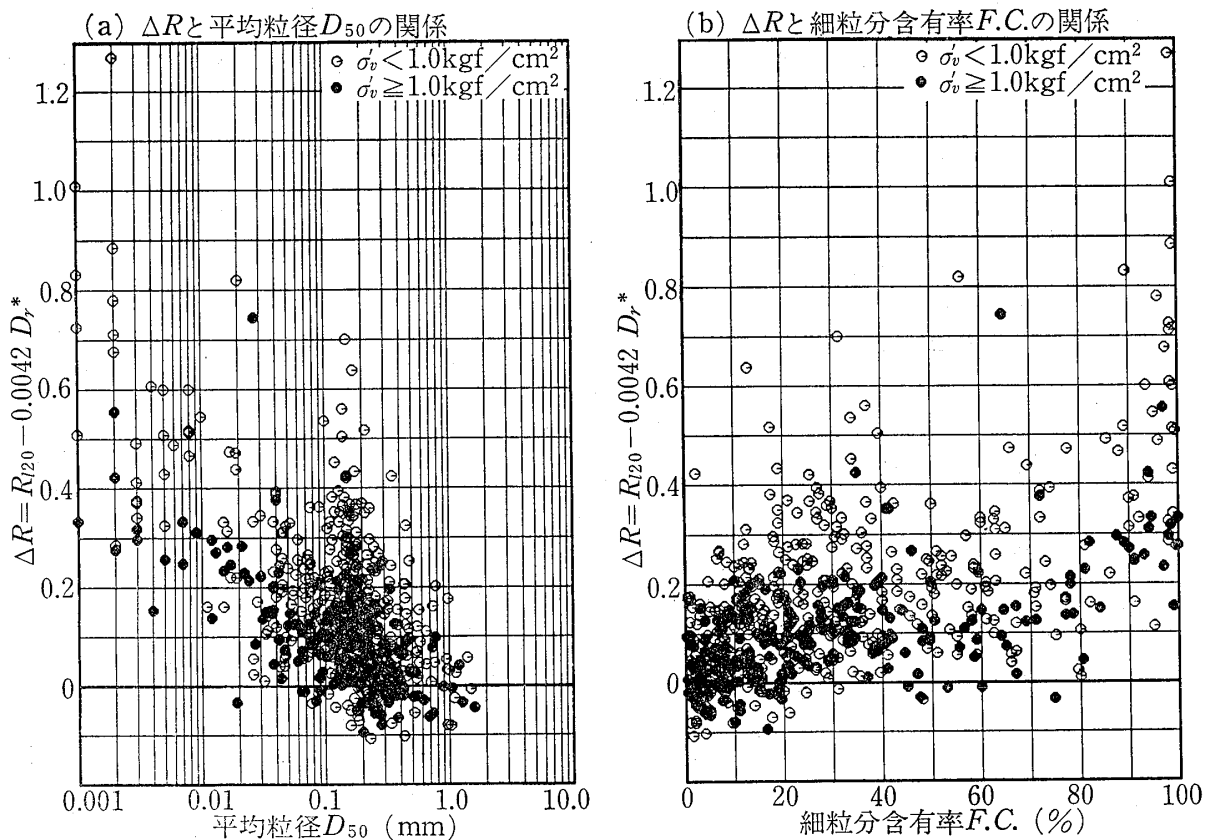


図-17 動的強度比の補正値 $\Delta R$ と粒度組成との関係

Fig. 17 Relationships between correction term of cyclic stress ratio  $\Delta R$  and index values of soil gradation: (a) mean grain size  $D_{50}$ ; (b) fines content  $F.C.$

ては成り立たない。一方、不均質な土の強度特性を検討した結果、不均質な土の動的強度比と均質な砂の動的強度比の差が粒度組成に依存していることが確かめられた。しかし、データにはかなりのばらつきがあり、粒度組成以外の要因の影響が含まれているものと考えられる。

そこで、動的強度比の補正值  $\Delta R$  および基準化  $N$  値の補正值  $\Delta N_1$  と有効上載圧との関係を示すと図-15および図-16のようになる。 $\Delta R$  および  $\Delta N_1$  は、有効上載圧が  $1 \text{ kgf/cm}^2$  以上の範囲では、有効上載圧に依存しないが、 $1 \text{ kgf/cm}^2$  以下では、有効上載圧が小さくなるに従って、 $\Delta R$  および  $\Delta N_1$  が著しく増加する傾向が認められる。

次に、補正值に対する有効上載圧の影響が小さくなる範囲 ( $\sigma_v' \geq 1 \text{ kgf/cm}^2$ ) に着目し、 $\Delta R$  および  $\Delta N_1$  と粒度組成との関係を有効上載圧によって区分すると、図-17および図-18のようになる。これらの図から、データのばらつきが有効上載圧の影響を受けていることを読み取ることができる。

## 7 不攪乱試料の特徴とその評価に関する検討

### 7.1 破壊包絡線にみられる不攪乱試料の特徴

非排水繰返しせん断強度に関するこれまでの検討において、土の密度および粒度組成に加えて、現在の応力状態を表す有効上載圧が、動的強度比に影響を及ぼしていることを明らかにした。とりわけ、動的強度比が有効上載圧によって変化するということは、非排水繰返しせん断に関する破壊包絡線に、不攪乱試料としての特徴があることを示すものと考えられることができる。

正規圧密状態にある土の破壊包絡線は、せん断応力  $\tau_t$  と圧密圧力  $\sigma_v' (= \sigma_v)$  で表した場合に、原点を通る直線となることは良く知られている。この場合には、動的強度  $\tau_{120}$  は圧密圧力  $\sigma_v'$  に比例しているため、動的強度比 ( $R_{120} = \tau_{120} / \sigma_v'$ ) を定義することによって、圧密圧力の影響を取り除くことができる。

しかし、先に述べたように、不攪乱試料の動的強度比が圧密圧力に依存することから、破壊包絡線が正規圧密土の場合とは異なるものと考えられる。

この点を明らかにするために、同一地層内で採取した試料の試験結果から、動的強度と有効上載圧の関係を示

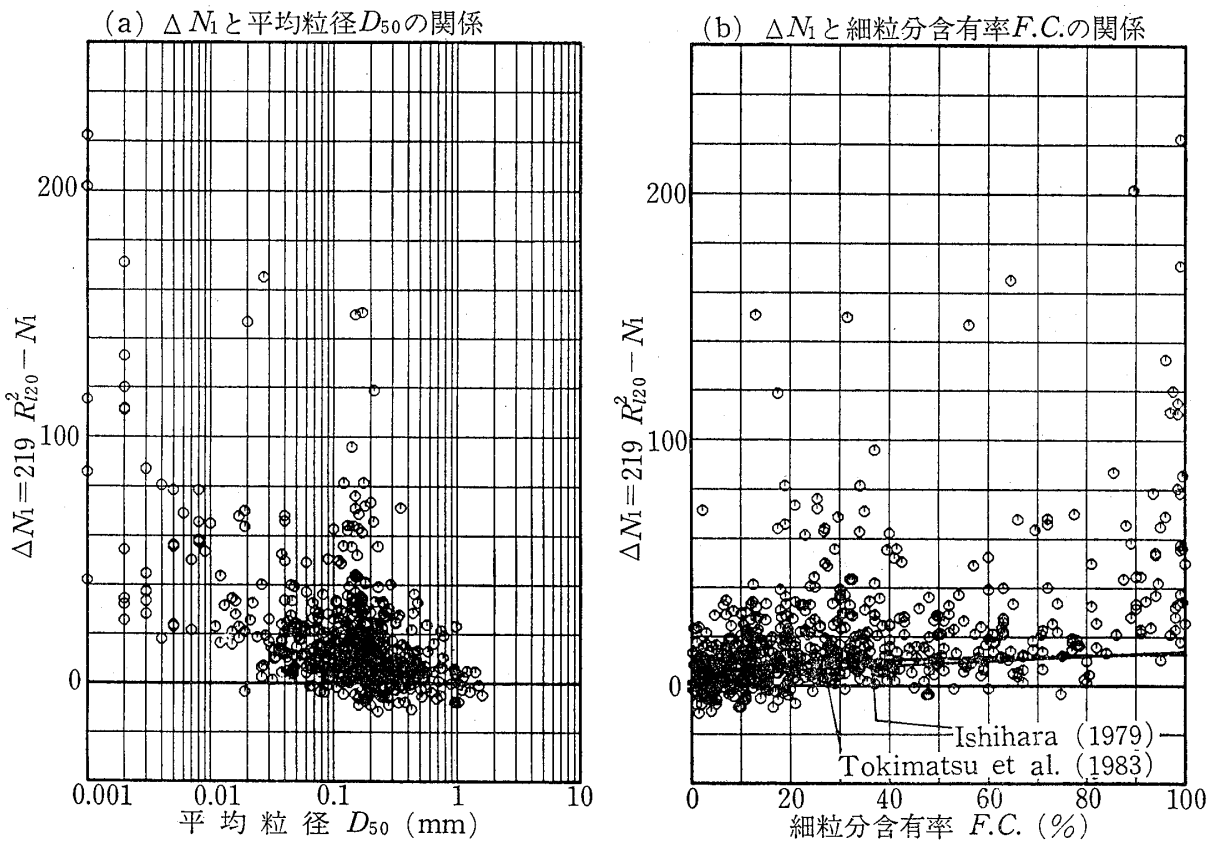


図-18 基準化  $N$  値の補正值  $\Delta N_1$  と粒度組成との関係

Fig. 18 Relationships between correction term of  $N_1$ -value  $\Delta N_1$  and index values of soil gradation: (a) mean grain size  $D_{50}$ ; (b) fines content  $F.C.$

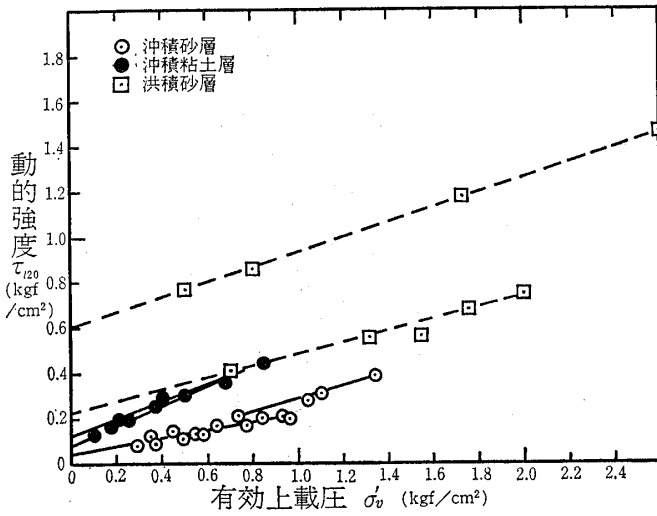


図-19 それぞれの地層内における有効上載圧  $\sigma'_v$  と動的強度  $\tau_{120}$  との関係  
 Fig. 19 Relationships between effective overburden pressure  $\sigma'_v$  and cyclic shear stress  $\tau_{120}$  at each strata

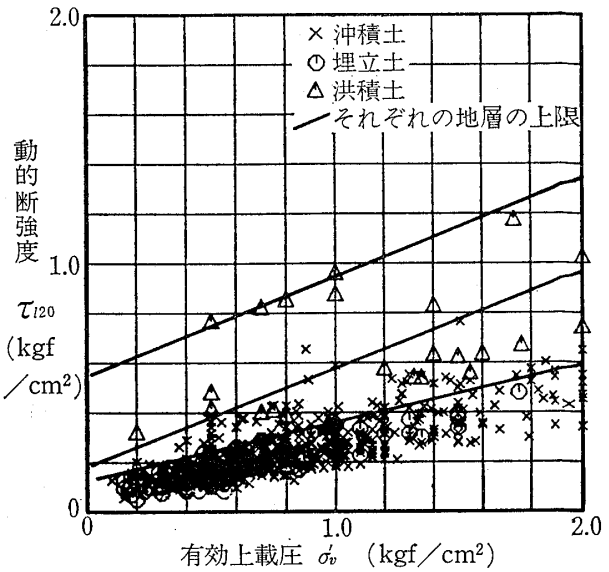


図-21 地層の違いによる  $\tau_{120}$  と  $\sigma'_v$  との関係の比較  
 Fig. 21 Comparison of  $\tau_{120}$  vs.  $\sigma'_v$  relation with strata

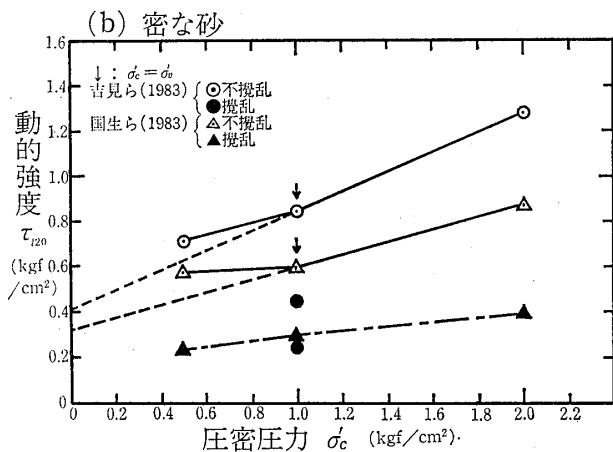
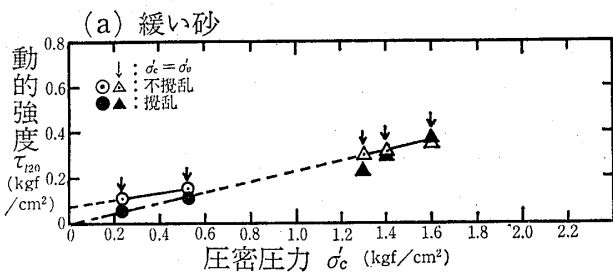


図-20 不攪乱土と攪乱の動的強度  $\tau_{120}$  の比較  
 Fig. 20 Comparison of cyclic shear stress  $\tau_{120}$  with undisturbed and disturbed samples: (a) loose sand; (b) dense sand

すと図-19のようになる。いずれの地層の場合も  $\tau_{120}$  と  $\sigma'_v$  の間に直線関係が認められるが、いずれの直線も原点を通らず、 $\tau_{120}$  軸との切片を有している。この切片は、粘性土地盤や洪積地盤で大きくなっており、地盤の特徴

を反映しているものと考えられる。これを「見掛けの粘着力」と呼ぶことにする。

図-20は、不攪乱試料と同一密度に調整した攪乱試料の動的強度と、不攪乱試料の動的強度を比較したものである。図中の矢印は、有効上載圧に等しい圧密圧力で試験を行ったことを示している。まず、沖積層の緩い砂についてみると、不攪乱状態の破壊包絡線が見掛けの粘着力を持つ試料(●)に関しては、攪乱試料の方で見掛けの粘着力が失われ、強度が低下している。これに対し、不攪乱状態で見掛けの粘着力を持たない試料(○)に関しては、攪乱しても強度の差はほとんど認められない。一方、密な砂について、不攪乱状態では見掛けの粘着力を有しており、攪乱試料の強度は、不攪乱状態の強度より著しく低下している。このように、不攪乱試料を攪乱試料と比較した結果からも、「見掛けの粘着力」が不攪乱試料の特徴を表していることがわかる。

次に、地質の違いが動的強度に及ぼす影響をみるために、 $\tau_{120}$  と  $\sigma'_v$  の関係を地質別に示すと図-21が得られる。堆積年代の古いものほど動的強度が大きくなる傾向にあり、見掛けの粘着力も大きくなるようである。

### 7.2 見掛けの粘着力を考慮した動的強度と土質定数の関係

試料のうち、洪積層および埋立土層から採取したものは数が少ないため、ここでは、データの豊富な沖積土のうち、基準化  $N$  値が20以下のものに限って検討する。

#### (1) 破壊包絡線

非排水繰り返しせん断試験から得られる全応力で表した破壊包絡線を、見掛けの粘着力を持つ直線と考えると、破壊包絡線は次式で表される。

$$\tau_{120} = c + f \cdot \sigma_v' \quad (11)$$

ここに、 $c$ は見掛けの粘着力、 $f$ は見掛けの摩擦係数であり、また、 $\sigma_v'$ は有効上載圧で圧密圧力 $\sigma_c'$ に等しい。

動的強度 $\tau_{120}$ を(11)式で表した場合、動的強度比 $R_{120}$ は次のようになる。

$$R_{120} = \frac{c}{\sigma_v'} + f \quad (12)$$

(12)式は、見掛けの粘着力がない場合に $R_{120} = f$ となり、 $R_{120}$ が $\sigma_v'$ の影響を受けないことを表している。一方、見掛けの粘着力を持つ土については、 $R_{120}$ と $\sigma_v'$ は双曲線関係となり、 $\sigma_v'$ が小さいものほど $R_{120}$ が増加することを示している。この関係は、先に示した図-9、図-15および図-16における $\sigma_v'$ と $R_{120}$ の間にみられる双曲線的な関係を適切に表現していることになる。

#### (2) 動的強度と土質定数の関係

動的強度 $\tau_{120}$ を(11)式で表すと、 $\tau_{120}$ に及ぼす土質定数の影響を、強度定数 $c$ および $f$ の変化で表すことができる。強度に影響を及ぼす要因としては、密度、粒度組成、応力履歴およびセメンテーションが考えられるが、ここでは、密度および粒度組成について検討する。

均質な砂の動的強度比の検討で明らかにしたように、正規圧密状態にある均質な砂については、密度の影響を $N$ 値および有効上載圧 $\sigma_v'$ の関数として表すことができる。基準化 $N$ 値が20以下の場合には、(4)式における右辺第2項を無視することができ、 $\tau_{120}$ と $\sigma_v'$ の関係は次のように表される。

$$\tau_{120} = 0.0042 D_r^* \cdot \sigma_v' \quad (13)$$

一方、不均質な土の動的強度比の検討において、平均粒径 $D_{50}$ および細粒分含有率 $F.C.$ が動的強度比に影響することがわかっている。また、 $D_{50}$ と $F.C.$ の関係は、図-22に示すように明瞭な相関があり、粒度組成を表す土質定数としては、どちらか一方を選ばばよい。したがって、ここでは、 $D_{50}$ の方がより広範囲にわたって粒度組成の変化を表すことができるので、粒度組成を表す土質定数として、 $D_{50}$ を用いることとした。

まず、 $\tau_{120}$ と $\sigma_v'$ の关系到及ぼす $D_{50}$ の影響を調べるために、 $D_{50}$ の範囲を5区分とし、それぞれについて $\tau_{120}$ と $\sigma_v'$ の関係を求めると図-23のようになる。図には、最小自乗法によって計算した回帰直線を示してあ

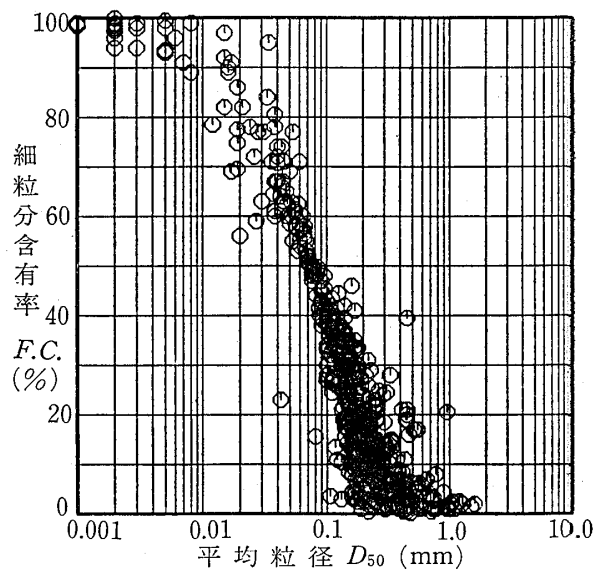


図-22 細粒分含有率 $F.C.$ と平均粒径 $D_{50}$ との関係  
Fig.22 Relationship between fines content  
 $F.C.$  and mean grain size  $D_{50}$

る。また、回帰直線から求めた強度定数 $c$ および $f$ と $D_{50}$ の関係は、図-24のようになる。 $\tau_{120}$ と $\sigma_v'$ の関係は $D_{50}$ によって変化しており、 $D_{50}$ が大きくなるほど強度定数が小さくなる傾向が認められる。

以上の結果から、強度定数 $c$ 、 $f$ のいずれに対しても、平均粒径が影響を及ぼしていることがわかる。

密度および粒度組成の影響を考慮すると、(11)式は次のような関係で表されることになる。

$$\tau_{120} = c(D_{50}) + \{0.0042 D_r^* + f(D_{50})\} \sigma_v' \quad (14)$$

ここに、 $c(D_{50})$ および $f(D_{50})$ は、 $D_{50}$ の関数を表している。(14)式にみられるように、 $D_{50}$ 、 $D_r^*$ および $\sigma_v'$ と $\tau_{120}$ の関係は複雑であり、個々の土質定数との関数を簡単に抽出することはできない。

そこで、 $\tau_{120}$ と個々の土質定数の間に線形関係が成り立つものとして、重回帰分析によって $c(D_{50})$ と $f(D_{50})$ を求めた。ただし、 $D_{50}$ については、最も相関の高い $\log D_{50}$ を説明変数としている。この結果、 $c(D_{50})$ および $f(D_{50})$ は次のように表すことができた。

$$c(D_{50}) = -0.044 \log(D_{50}/2.43) \quad (15)$$

$$f(D_{50}) = -0.100 \log(D_{50}/0.48) \quad (16)$$

(14)式~(16)式から推定した動的強度を $\tau_i^*$ と表し、試験から求めた動的強度 $\tau_{120}$ と比較すると、図-25および図-26に示すようになる。 $\tau_{120}$ と $\tau_i^*$ の間にはおおむね1対1の関係があり、 $\tau_{120}$ と土質定数の関係を(14)式で表すことができるものと考えられる。

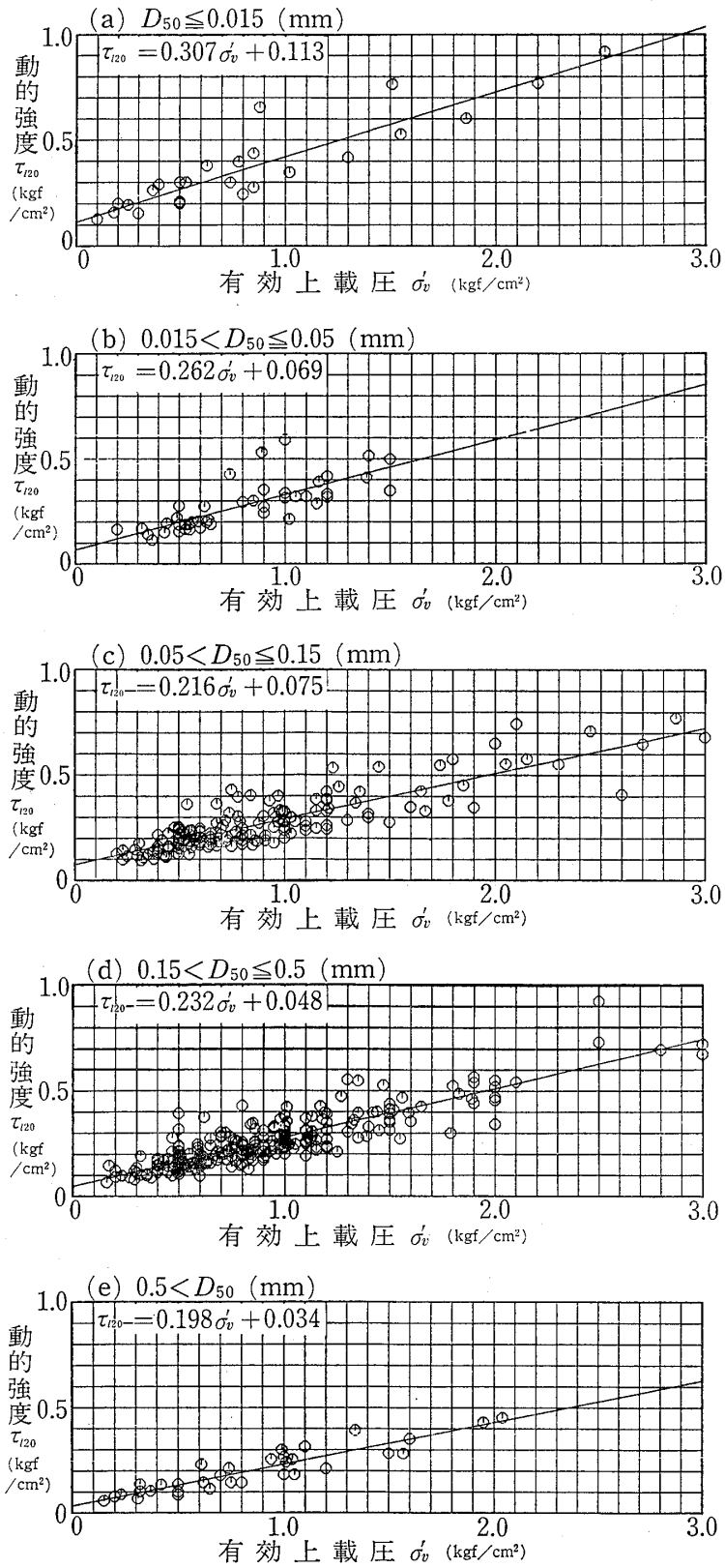


図-23 動的強度  $\tau_{120}$  と有効上載圧  $\sigma_v'$  との関係 ( $D_{50}$  の範囲を区分した場合)  
 Fig. 23 Relationship between cyclic shear stress  $\tau_{120}$  and effective overburden pressure  $\sigma_v'$  (classified by mean grain size of soil  $D_{50}$ )

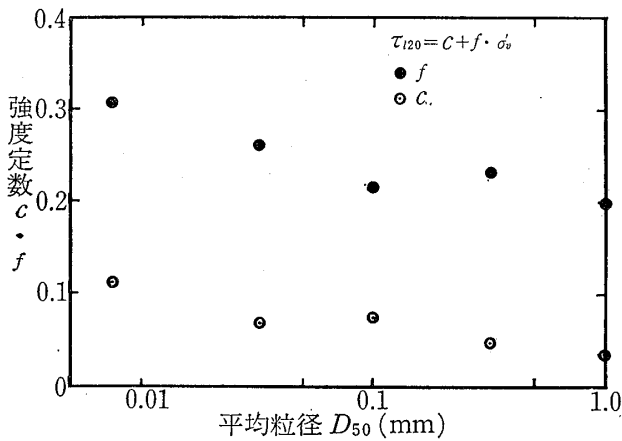


図-24 動的強度  $\tau_{120}$  と有効上載圧  $\sigma'_v$  との関係に及ぼす平均粒径  $D_{50}$  の影響  
 Fig. 24 Effect of mean grain size of soil on  $\tau_{120}$  vs.  $\sigma'_v$  relation

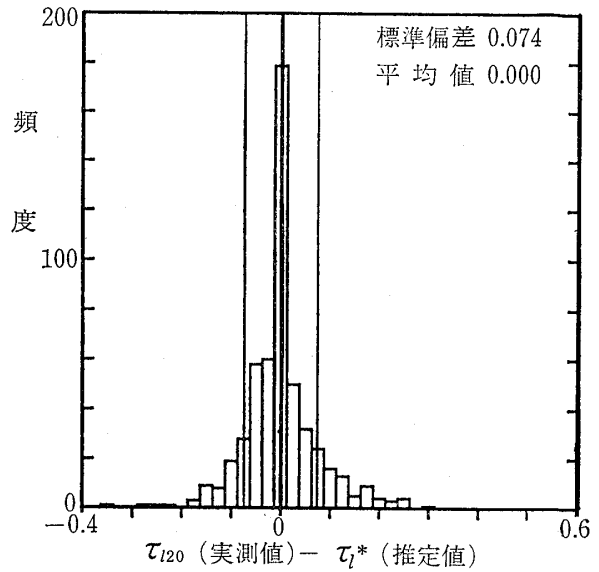


図-26 筆者の式から推定した動的強度  $\tau_{120}^*$  の誤差の分布

Fig. 26 Distribution of errors on  $\tau_{120}^*$  calculated from eqs. (11)~(13)

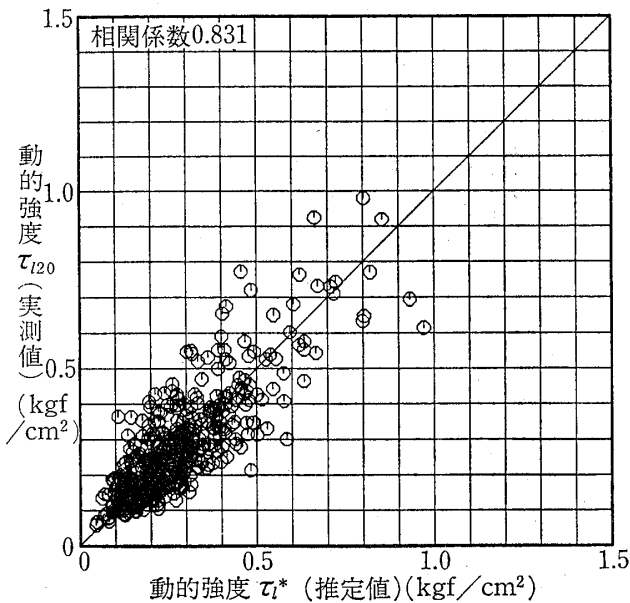


図-25 動的強度の実測値  $\tau_{120}$  と筆者の式による推定値  $\tau_{120}^*$  との比較

Fig. 25 Comparison of measured and estimated cyclic shear stress ( $\tau_{120}$ : measured;  $\tau_{120}^*$ : calculated from eqs. (11)~(13))

(3) 他の研究者提案式との比較

ここでは、現在道路橋示方書に採用されている岩崎・龍岡・常田(1978)の提案式および統計的手法を用いた点で特徴的な Yokota and Imai (1980) の提案式と、筆者の検討結果との比較をする。岩崎らおよび Yokota らの提案式は、不攪乱試料の試験結果に基づいて、比較的緩い状態にある沖積砂質土を対象としたもので、次のように表される。

○岩崎らの提案式

$$R_{120} = 0.0042 D_r^* - 0.225 \log(D_{50}/0.35) \quad (17a)$$

(ただし、 $0.04 \leq D_{50} \leq 0.6 \text{mm}$ )

$$R_{120} = 0.0042 D_r^* - 0.05 \quad (17b)$$

(ただし、 $0.6 \text{mm} \leq D_{50} \leq 1.5 \text{mm}$ )

○Yokota らの提案式

$$R_{120} = 0.164(1.012)^N \cdot (F.C.)^{0.0868} \cdot (\sigma'_v)^{-0.441} \quad (18)$$

(ただし、 $N \leq 39, F.C. \leq 53\%$ )

(14)式を用いて計算される動的強度比と試験から求めた動的強度比を比較すると図-27のようになる。また、上記の岩崎らおよび Yokota らの提案式から求められる推定値と実測値との比較を、それぞれ図-28および図-29に示す。実測値に対する推定値の誤差の分布は、それぞれ図-30~図-32に示すとおりである。岩崎らおよび Yokota らの提案式から推定した  $R_{120}$  は、実測値が大きいものほど誤差が拡大し、推定値が過小になる傾向が認められる。これに対し、筆者の提案式の場合には、実測値が大きいものについても推定値とおおむね対応している。

このような結果が得られた主な要因としては、さきに述べたように、不攪乱試料の動的強度比が有効上載圧に強く依存していることが挙げられる。そこで、ここに示した3種類の提案式からそれぞれ求められる破壊包絡線を、 $D_r^* = 50\%$ 、 $F.C. = 1\%$  および  $D_{50} = 0.35 \text{mm}$  の条件で比較すると図-33に示すようになる。



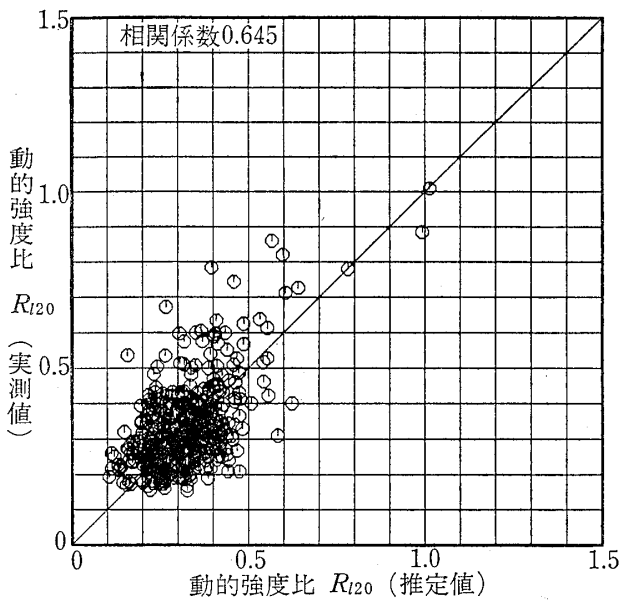


図-27 動的強度比  $R_{120}$  の実測値と筆者の式による推定値との比較

Fig. 27 Comparison of measured value and estimated value (by eqs. (11)~(13) for cyclic shear stress ratio  $R_{120}$

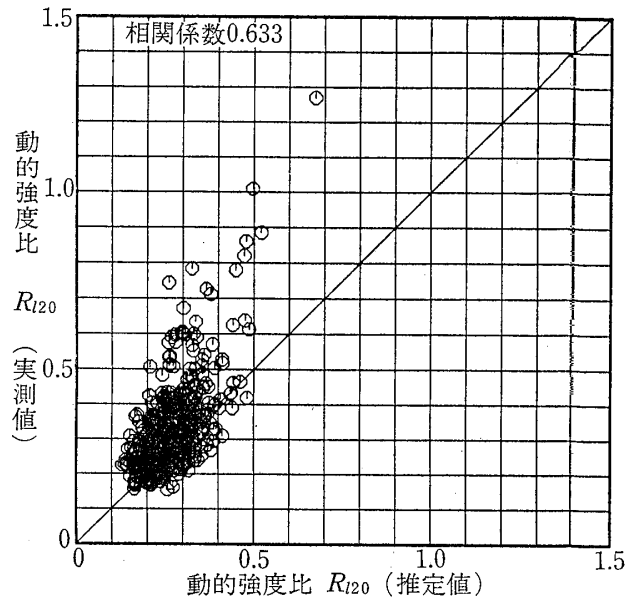


図-29 動的強度比  $R_{120}$  の実測値と Yokota の式による推定値との比較

Fig. 29 Comparison of measured value and estimated value (by Yokota's formula) on cyclic stress ratio  $R_{120}$

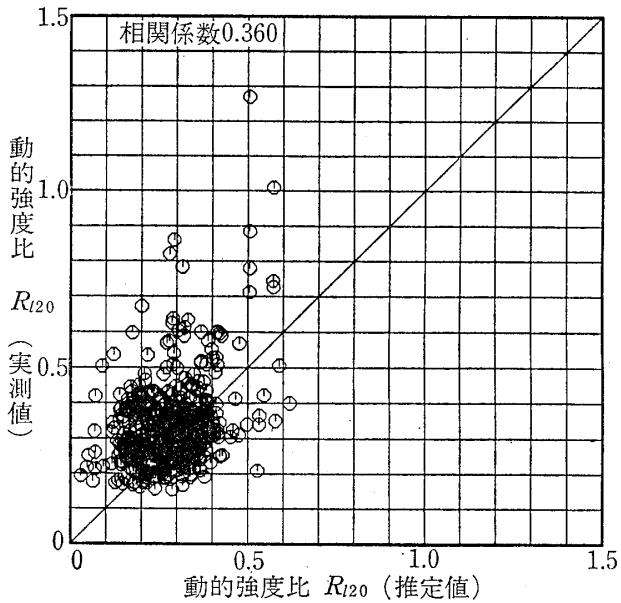


図-28 動的強度比  $R_{120}$  の実測値と岩崎の式による推定値との比較

Fig. 28 Comparison of measured value and estimated value (by Iwasaki's formula) for cyclic stress ratio  $R_{120}$

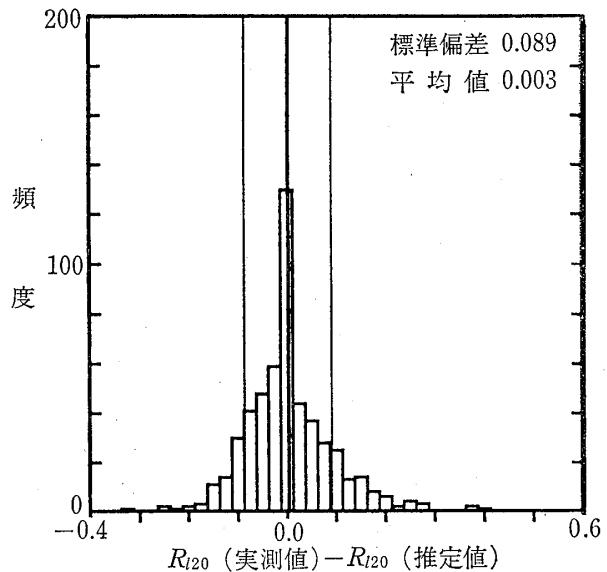


図-30 筆者の式によって推定した動的強度比  $R_{120}$  の誤差の分布

Fig. 30 Distribution of errors on  $R_{120}$  calculated from eqs. (11)~(13)

岩崎らの提案式は(6)式を基本としており、相対密度および粒度組成が等しい場合、動的強度比は有効上載圧によらず一定となる。したがって、破壊包絡線は原点を通る直線となる。一方、Yokota らの提案式は、動的強度比と土質定数の関係を重回帰分析から推定しており、破

壊包絡線は原点を通る上に凸型の曲線となっている。

これらの提案式に対し、筆者の提案式の破壊包絡線は、先に述べたように見掛けの粘着力を有する直線である。そして、(14)式は  $c = 0$  の場合に、岩崎らの提案した(17)式と同形となり、 $c = f = 0$  の場合に、正規圧密状態にある均質な砂に対する(6)式に等しくなる点に特徴があ

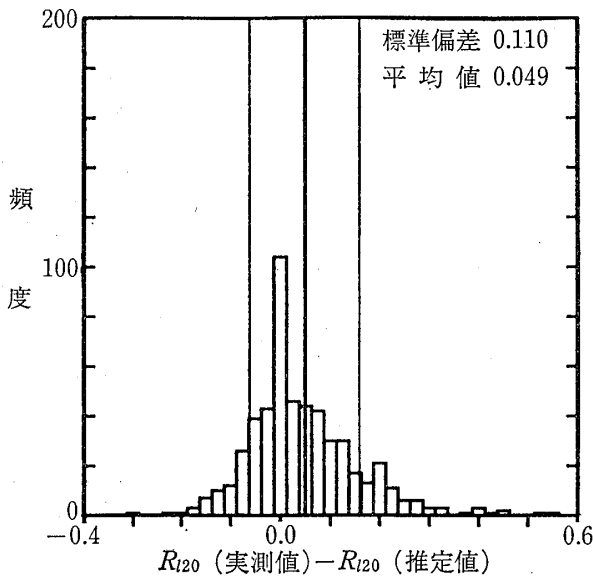


図-31 岩崎の式によって推定した動的強度比  $R_{120}$  の誤差の分布  
 Fig.31 Distribution of errors on  $R_{120}$  calculated from Iwasaki's formula

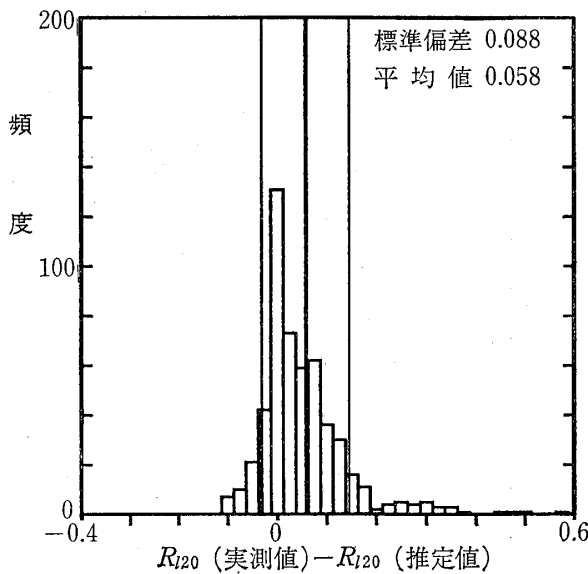


図-32 Yokota の式によって推定した動的強度比  $R_{120}$  の誤差の分布  
 Fig.32 Distribution of errors on  $R_{120}$  calculated from Yokota's formula

る。

見掛けの粘着力を発生させる主な要因として、過圧密や微小ヒズミ履歴などの応力履歴、あるいはセメンテーションなどが考えられる。これらの要因が非排水繰返しせん断強度に及ぼす影響については、すでに、明らかにされている。今後、これらの成果を提案式に反映させることによって、より適切な評価が可能になるものと思われる。

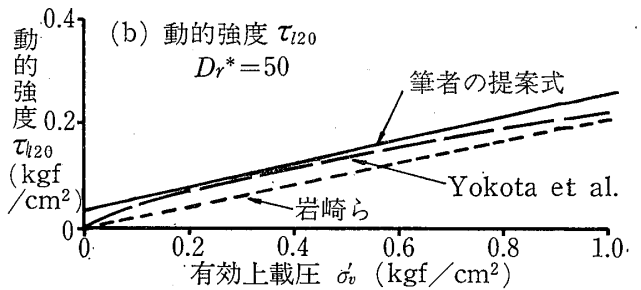
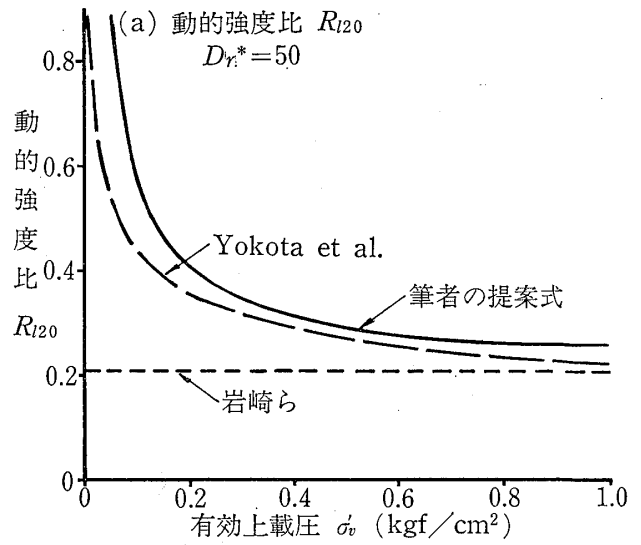


図-33 実験式から求めた繰返しせん断強度の応力依存性の比較

Fig.33 Comparison of stress dependency on cyclic shear strength estimated by experimental formulas: (a) cyclic stress ratio  $R_{120}$ ; (b) cyclic shear stress  $\tau_{120}$

### 8 あとがき

不攪乱試料を用いて行った試験の結果をもとに、土の非排水繰返しせん断強度と土質定数の関係について検討した。その中で、不攪乱状態にある土の破壊包絡線が見掛けの粘着力を持つ直線で近似できることを示した。この破壊包絡線から定る強度定数（粘着力および摩擦係数）を導入することによって、非排水繰返しせん断強度と土質定数の関係を、より適切に評価できたと考える。

見掛けの粘着力は、応力履歴やセメンテーションによって発生するものと考えられるが、この点について今後検討する必要がある。

### 参考文献

- 畑中宗憲・釜木善雄(1986):東京礫層試料の動的変形・強度特性 第7回日本地震工学シンポジウム pp. 649~654.
- 保坂吉則・時松孝次・吉見吉昭・高野秀男(1987):原位凍結法により採取した砂の液状化強度と $N$ 値の関係 第22回土質工学研究発表会 pp. 585~586.
- 岩崎敏男・龍岡文夫・常田賢一(1978):地盤流動化の判定方法 土木技術資料 Vol.20, No.4, pp.40~45.
- Ishihara, K. (1977): Simple Method of Analysis for Liquefaction of Sand Deposits During Earthquakes, Soils and Foundations, Vol.17, No.3, pp.1~17.
- Ishihara, K. (1979): Evaluation of Liquefaction Potential in the Tokyo Bay Area, Report to Metropolitan office.
- 国生剛治・吉田保夫・西好一・江刺靖行(1983):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
- 国生剛治・吉田保夫・江刺靖行(1983):密な砂地盤の地震時安定性評価法の検討 (その2)標準貫入試験による評価法 電力中央研究所報告 No.383026
- 国生剛治・吉田保夫・長崎清(1984):密な砂地盤の動的強度評価に関する問題点 砂質土および砂地盤の変形・破壊強度の評価に関するシンポジウム発表論文集 pp.105~110.
- Lee, K.L. and Seed, H.B. (1967): Cyclic Stress Conditions Causing Liquefaction of Sand, J. SMFD, ASCE, Vol.93, No.SM1, pp.47~70.
- Meyerhof, G.G. (1957): Discussion, Proc. 4th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, pp.110.
- 大橋昭光・岩崎敏男・龍岡文夫・宮田浩邇(1977):地震時における地盤流動化判定法の検討 土木技術資料 Vol.19, No.4, pp.167~172.
- 佐々木勉・龍岡文夫・村松正重・関真一(1981):振動三軸試験における試験条件が砂の液状化強度に及ぼす影響 第16回土質工学研究発表会 pp.597~600.
- Seed, H.B. and Idriss, I.M. (1971): Simplified Procedure for Evaluating Soil Liquefaction Potential, J. SMFD, ASCE, Vol.97, No. SM9, pp.1249~1273.
- Seed, H.B. (1979): Soil Liquefaction and Cyclic Mobility Evaluation for Level Ground During Earthquakes, J. GED, ASCE, Vol.103, No. GT7, pp.757~768.
- Seed, H.B. and De Alba, P. (1986): Use of SPT and CPT Tests for Evaluating The Liquefaction Resistance of Sands, Use of In Situ Tests in Geotechnical Engineering, ASCE, pp.281~302.
- 谷本喜一(1971):飽和砂質土の室内実験による液状化 第16回土質工学シンポジウム発表論文集 pp.21~26,
- 谷茂・安中正実(1986):現位置凍結試料による小規模アースダムの液状化強度 第21回土質工学研究発表会 pp.571~572.
- Tokimatsu, K. and Yoshimi, Y. (1983): Empirical Correlation of Soil Liquefaction Based on SPT  $N$ -Value and Fines Content, Soils and Foundations, Vol.23, No.4, pp.56~72.
- Yokota, K. and Imai, T. (1980): Relationship Between Cyclic Undrained Triaxial Strength of Sandy Soil and Geotechnical Index Values, 応用地質調査事務所年報 No.2, pp.71~85.
- 吉見吉昭・金子治・時松孝次(1983):原位置凍結によって採取した密な砂の繰返しせん断特性 第18回土質工学研究発表会 pp.559~560.

