HOKKAIDO UNIVERSITY

Title	砂と粘土の混合土の土質工学的性質に関する実験的研究
Author(s)	北郷, 繁; 鈴木, 輝之
Citation	北海道大學工學部研究報告, 68(2), 243-251
Issue Date	1973-09-29
Doc URL	http://hdl.handle.net/2115/41155
Type	bulletin (article)
File Information	68(2)_243-252.pdf

Instructions for use

Hokkaido University Collection of Scholarly and Academic Papers : HUSCAP

砂と粘土の混合土の土質工学的性質に関する実験的研究

北郷　繁*　鈴木輝之**

(昭和48年3月17日受理)

Experimental Studies on Geotechnical Properties of Sand-Clay Mixtures

Shigeru KITAGO　Teruyuki SUZUKI

Abstract

Geotechnical properties of sand and clay differ considerably, and the treatment of these soils of pure quality in design of earth structures has already been established. For the simplicity of design procedure, however, it is common practice in most cases to classify existing natural soils even with varying components of cohesion or friction as either pure sand or pure clay. This disregarded component of cohesion or friction have been taken as extra safety margin, but it remains unknown in what case a soil with a slight cohesion behaves almost like pure sand, or whether another soil with a slight friction can duely be treated as pure clay. It is, therefore, of great importance to have some kind of standard or criterion for this simplification. Data are not yet sufficiently accumulated for establishing this type of standard.

There is, of course, an intermediate case in which soils are treated as having properties in between sand and clay, and this indicates that there exists soils which have characteristics of both sand and clay. Little is known, however, as to what an intermediate soil is. In other words, the percentage of the extra fraction of clay in sandy soil or that of sand in clayey soil, which can not be disregarded, is not yet investigated at least for design purposes. Thus, it is also necessary to clarify the properties of this intermediate soil.

In this paper, experimental results and their discussion are presented to show some effects of the clay content of sand and clay mixture on its geotechnical properties such as compressibility in triaxial consolidation, pore water pressure and strain behavior in undrained triaxial compression, strength parameter in effective stress and influence of stress history. Efforts were concentrated in making consolidated undrained triaxial compression tests with pore water pressure measurement for a remolded, saturated mixture of sand and clay with varying contents of the clay fraction.

The primary conclusion from the present research work is that laboratory mixed soils of sand and clay can be classified into three groups, depending on its clay content, from the standpoint of geotechnical properties mentioned above. Soils belonging to the

* 北大工学部　教授　土質工学研究室

** 北見工業大学土木工学科　講師

first group, behave like pure sand, and as another extremity, soils of the second group exhibit properties of pure clay. The intermediate case includes a soil of clay fraction of 20 to 40% for the present soils tested, and geotechnical properties of a soil in this category seem to lie in between sand and clay.

目　　次

1. まえがき …… 244
2. 試料および実験 …… 244
2·1 試料の物性と調整 …… 244
2·2 実　　験 …… 246
3. 実験結果と考察 …… 246
3·1 圧密特性 …… 246
3·2 セン断時の応力—ヒズミ関係 …… 248
3·3 セン断時の間ゲキ水圧 …… 248
3·4 強度常数 …… 250
4. むすび …… 250
5. 参考文献 …… 251

1. まえがき

土の土質工学的性質が砂と粘土では非常に違うことは周知の事実である。したがって土構造物の設計などにおいては，その対象となる土が砂質土であるか粘性土であるかを判断し，なにがしかの粘着成分あるいは摩擦成分があっても，これを無視して純粋な砂または粘土として設計にとり入れることが多い。したがって，ある土を砂とみるか粘土とみるかの判断は非常に重要なことであるが，現在のところ，その基準となるものは明確にされていない。さらに粒度配合によっては，砂と粘土の中間の性質をもつ土が存在するわけであるが，たとえば粘土成分がどのくらいの割合になったら，一方の成分を無視できなくなるかの限界についてはほとんど分っていない。つまり，粘土含有量の変化にしたがって，ある場合には中間的な土と考え，ある場合には粘土として取扱うことが一般的であるのに，その限界については不明な点が多いのが現状であると考えられる。

本研究は，砂と粘土の両方の成分を含んだ土の土質工学的性質が，その配合割合によってどのように変化するかを調べたものである。すなわち，砂と粘土を種々の割合で混合した飽和土について圧密非排水三軸圧縮試験を行ない，その結果から，砂と粘土の混合割合によって次の土質工学的性質がどのように変化するかを調べたものである。(1) 圧密特性，(2) セン断時の間ゲキ水圧，(3) セン断変形特性，(4) 強度常数，(5) 応力履歴の影響。

この研究の結果わかったことは，混合土の土質工学的性質は，混合割合によって，純粋な粘土に近い性質をもつ場合，純粋の砂とほとんど同じ性質をもつ場合，さらに，砂と粘土の中間的な，あるいは移行的な性質をもつ場合の３つに大別できるということである。

2. 試料および実験

2·1 試料の物性と調整

試料は豊浦標準砂と蛙目粉末粘土である。各々の物性を Table. 1 に，粒径加積曲線を Fig. 1 に示す。２つの試料のうち標準砂は純粋に砂成分のみであるが，純粋粘土としている試料中には

20% のシルト分が含まれている。この2つの土を混合すると，砂，シルト，粘土の成分を含む土ができることになる。本研究は混合土の粒度配合の変化によって土質工学的性質がどのように変化するかを調べるものであるから，このような混合土の粒度配合を一つの数値で表わす必要がある。この表現法は種々考えられるが，最も考えやすいものとして，砂あるいは粘土の混合重量割合がある。しかしこの方法にしても，砂と粘土の粒径の境界をどこにおくかの問題がある。本実験では実用的であることと，実際の現象との相関性が比較的よいということから[1]，シルト分以下の含有量を乾燥重量比で表わし，(シルト以下)/(全試料)×100 (%) を粘土含有率（以後 R と略）とした。したがって粘土分とはシルト以下の成分をさしている。粘土含有率 R が，0, 20, 30, 40, 50, 60, 70, 80, 90, 100% の値になるように所定の重量づつ砂と粘土をとり，まず，乾燥状態で十分に均一になるように混合し，その後，供試体の成形に支障を生じない範囲でできるだけ含水比を高め，当研究室のいわゆるビーティング法[2]によって含水状態を均一にした。これを含水比変化のない状態で一週間以上養生し試料とした。このように調整された試料の初期含水比は R によって変化するが，その値は Fig. 2 のようになった。

Fig. 1 に調整された混合土の粒径加積曲線の一部が示されている。この図でみられるように，R のみを規定して調整された土の粒径加積曲線の形は，自然に存在する砂と粘土を含んだ土のそれに比べて不自然なものとなっている。このことは今後の問題として残すこととして，今回の実験では，解析を簡単にするため，粒径加積曲線の形の不自然さは考慮しないことにする。

以上のような試料について，液性および塑性の両限界を測定した結果が Fig. 2 に併記されている。液性限界，塑性限界とも R がある値以上で R と直線関係をもつ。液性限界は $R=20\%$ 以下で，塑性

Table 1. Index properties of sample.

	Specific gravity	Liquid limit (%)	Plasticity index (%)	Unified soil classification
Toyoura Sand	2.65	NP	—	SP
Gairome Clay	2.61	85	47	CH

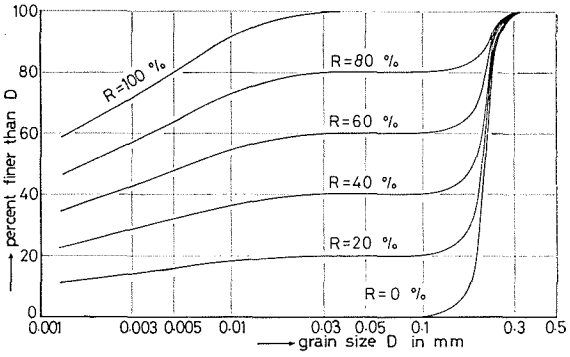

Fig. 1. Grain size accumulation curve.

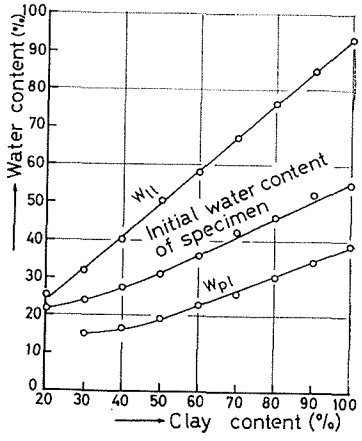

Fig. 2. Liquid and plastic limits and initial water content.

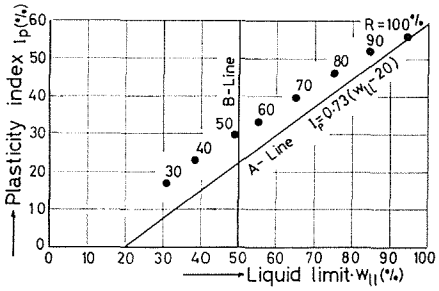

Fig. 3. Plasticity chart.

限界は $R=40\%$ 以下で，それぞれ測定困難になったり，あるいは R との直線性がなくなったりしている。これらの限界は本来粘土に対して適用されるもので，砂分が多くなってきたとき，このような現象が現われてくることは当然考えられるところである[3]。Fig. 2 の結果を塑性図上にとったのが Fig. 3 である。$R=50\%$ と 30% の試料が各々高塑性と中塑性の境界になっている。

2·2 実　　験

実験の主体は調整された土に対する圧密非排水三軸圧縮試験である。このとき圧密は正規圧密と過圧密の両方を行ない，それによって実験は2つのシリーズに大別される。(以後正規圧密のシリーズを NC-シリーズ，過圧密の場合を OC-シリーズとする) NC-シリーズでは，1, 2, 3, 5, 7 kg/cm² の等方圧で圧密後，圧縮試験を行ない，OC-シリーズではすべてのケースにおいて，まず，10 kg/cm² の等方圧で圧密し，つぎに等方圧を 1, 2, 5, 10 kg/cm² に変化させリバウンド後，圧縮試験を行なっている。なお，OC-シリーズでは $R=50\%$ と 90% の試料に対する実験を省略している。

供試体の成形は，粘土分の多い $R\geqq40\%$ の土では2つ割りモールドで圧縮成形した。また砂分の多い $R=20$, 30% の試料では，圧縮成形の可能な含水状態では，飽和度を十分高くし得なかったので，土を一旦スラリーの状態にし，三軸圧密の原理で圧密脱水後，トリマーで成形した。このときの圧密圧は，NC-シリーズでは 0.5～1.0 kg/cm²，OC-シリーズでは，2 kg/cm² とした。また純粋の砂の場合は，煮沸によって気泡を追い出した後，空気に触れさせないように，水中で成形モールド中にそそぎ込み，円柱状に成形した。

以上の供試体作製では，飽和度を高めることに注意を払った。供試体セット後，間ゲキ水圧係数 B を測定し飽和度をたしかめたがほとんどの場合 $B\fallingdotseq1.0$ であった。さらに，飽和度を高めるためと，間ゲキ水圧が負になったとき，キャビテーションを生じさせないために，リバウンドおよびセン断中にバックプレッシャー[4]を用いた。その方法を各シリーズについて Fig. 4 に示す。

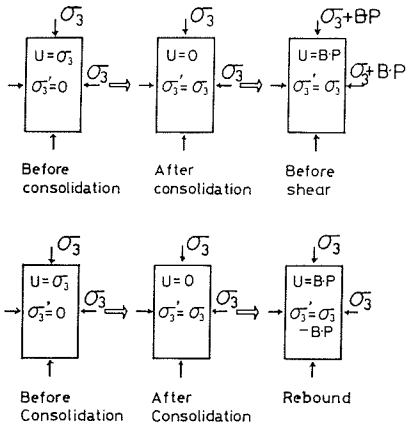

Fig. 4. Use of back pressure.

セン断中は間ゲキ水圧を測定し，セン断速度は，NC-シリーズの場合，$R\leqq30\%$ で毎分供試体高さの 0.2%，$40\leqq R\leqq60\%$ で同じく 0.1%，$R\geqq70\%$ で 0.05% とした。一方，OC-シリーズでは，$R=0\%$ で 0.2%，$20\leqq R\leqq40\%$ で 0.1%，$R\geqq60\%$ で 0.05% とした。圧密時の排水は，NC-シリーズでは供試体の上面と周面から行ない，OC-シリーズでは周面のみから行なっている。またOC-シリーズでは，シリコングリースによって供試体端面マサツの除去を行なった。

3.　実験結果と考察

3·1 圧密特性

土の圧密においては，変形量と変形に要する時間の2つが問題になる。このうち前者は外力の大きさと土の粒子形状や骨格によって決まるもので，一般には同一外力による変形は，偏平粒子が多く，間ゲキ比の大きい粘土の方が，砂よりも大きい。一方，後者は土の透水性と変形量で決まるものであり，変形量が大きく，透水性の悪い粘土の方が砂よりも圧密に要する時間は長く

なる。このように，圧密特性の異なる2種の土を混合した土の圧密特性について以下に考察を加えてみる。

Fig. 5 は圧密終了後の間ゲキ比 e と等方圧密圧 σ_c (対数) の関係を示したものである。

この e は飽和度 100% として，次式によって計算したものである。

$$\left.\begin{aligned} e &= w\cdot G_{ave} \\ G_{ave} &= \frac{100\cdot G_c\cdot G_s}{G_c(100-R)+G_s\cdot R} \end{aligned}\right\} \qquad (1)$$

ここに，G_{ave}: 混合土の平均比重，G_s: 砂の比重，
G_c: 粘土の比重，R: 粘土含有率 (%)，
w: 含水比 (%)

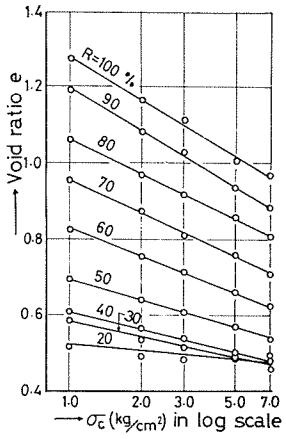

Fig. 5. Void ratio vs. consolidation pressure.

e と $\log\sigma_c$ は直線関係を示している。このことは，圧密現象の一般的事実から当然予想される。ここで $(e-\log\sigma_c)$ 曲線の傾きは，土の変形特性を示すものであり，圧密理論における圧縮指数に相当するものである。いま仮にこの傾きを C_c とすると，C_c の値は一般に，粘土の性質の強い土ほど，大きくなるはずである。Fig. 6 は Fig. 5 から C_c の値を求めて R に対して図示したものである。この図によれば，C_c の値は $R\geqq30\%$ では R と直線関係をもつことが分る。$R=20\%$ で C_c の値が急に小さくなっているのは砂分の影響が顕著になりはじめているためと考えられる。

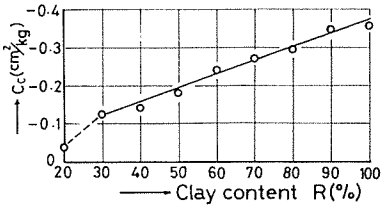

Fig. 6. Compression index vs. clay content.

つぎに Fig. 5 から圧密後の間ゲキ比は，圧密圧が一定のとき，R が大きいほど，大きくなることが分る。このようすをさらに明瞭にみるため，$\sigma_c=2,5\ \mathrm{kg/cm^2}$ の場合について，e と R の関係をとってみたのが Fig. 7 である。この図から圧密後の混合土の間ゲキ比は $R\geqq40\%$ では σ_c と直線関係をもつことが分る。また $R=40\%$ 以下で直線とはずれてくることは，この辺の粘土含有率で混合土の構造特性に変化が生じていることを示していると考えられる。

つぎに，圧密の時間に関係する土の常数に注目してみ

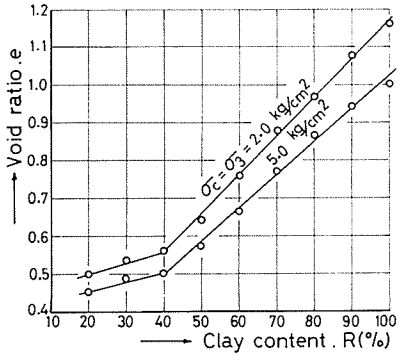

Fig. 7. Void ratio vs. clay content.

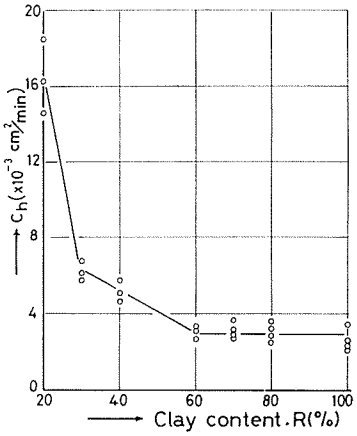

Fig. 8. Coefficient of consolidation vs. clay content.

る。本実験での圧密過程における圧密時間は供試体の水平方向の圧密係数 C_h によって決まるものであり，さらに，C_h は体積圧縮率 m_v と透水係数 k の関数となる[5]。Fig. 8 は C_h と R の関係を示したものである。この C_h は等方圧密の過程で，供試体下端において測定した間ゲキ水圧の時間的変化から計算したものである。さらにこの図は OC-シリーズの結果であり，したがって圧密の条件はすべてのケースにおいて同一である。C_h の値は $R \geqq 60\%$ で R に関係なく一定値をとり，$30 \leqq R \leqq 60\%$ で漸増，$R<30\%$ で急増している。つぎに m_v は次式で定義される。

$$m_v = \frac{\Delta V}{V} \Big/ \Delta P \qquad (2)$$

$\Delta V/V$: 体積変化　　ΔP: 圧密圧の変化

この定義にもとづいて Fig. 5 から，圧密圧が 1.0 kg/cm² から 7.0 kg/cm² になったときの m_v を計算し，それを R に対してプロットすると Fig. 9 になる。m_v の R による変化は，C_h のそれと増減の関係がちょうど逆になり，変化点での R の値は同じになっていることが分る。

以上圧密特性を表わす種々の常数と R との関係から，$R=30\%$ と 60% の付近を境界として混合土の圧密特性が変化していることが分る。

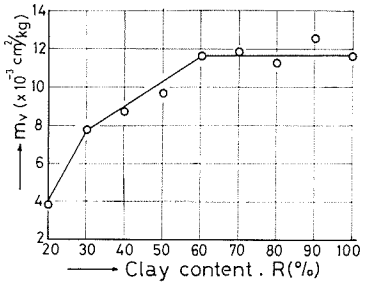

Fig. 9. Coefficient of volume compressibility vs. clay content.

3·2 セン断時の応力-ヒズミ関係

土の強さは，砂では主に摩擦力，粘土では主に粘着力によって発揮される。このように砂と粘土とでは強さを発揮する原因が異なるのであるから，両者の変形特性は異なり，さらに，混合土の変形特性は R によって変化するはずである。

Fig. 10 は NC-シリーズで得られた応力-ヒズミ曲線の代表例である。このうち曲線 I は $R>60\sim70\%$，曲線 II は $20\sim30<R<60\sim70\%$，曲線 III は $R<20\sim30\%$ の土において多発した形である。間ゲキ水圧の発生する土の三軸試験において，応力として軸差応力 $(\sigma_1-\sigma_3)$ をとる場合と，主応力比 σ_1'/σ_3' をとる場合とでは破カイ点が異なり，強度常数も異なってくることがある[6]。この両者を本実験の結果で比較してみると，曲線 I, II の場合，両者で破カイ点はほぼ一致している。このことは飽和正規圧密粘土の特性の一つとされている実験事実である[7]。また，σ_1'/σ_3' の曲線は ε がごく小さいところで折れ曲り点が見られるが，$(\sigma_1-\sigma_3)$ の曲線では全体としてスムーズな曲線となっている。一方，曲線 III では $(\sigma_1-\sigma_3)$ 曲線では破カイ点は定められないが，σ_1'/σ_3' 曲線では $\varepsilon=7\%$ 以上で強度が十分に発揮されているようすがつかめる。

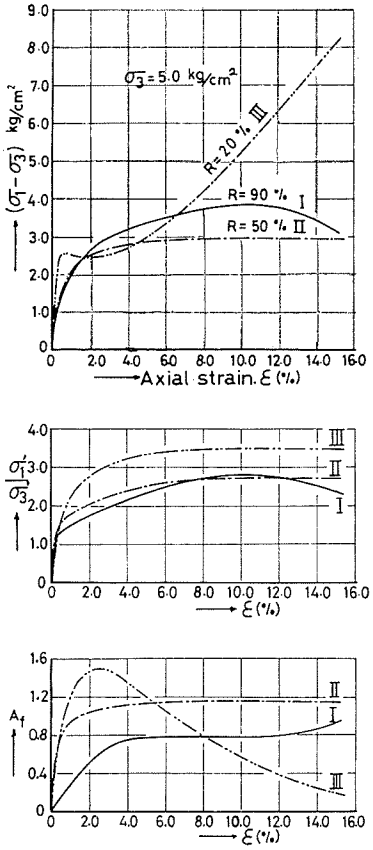

Fig. 10. Deviator stress. principal stress ratio and pore pressure coefficient.

3·3 セン断時の間ゲキ水圧

砂と粘土とではセン断中の間ゲキ水圧の発生に影響す

る要素は異なるので，同一のセン断条件下での混合土の間ゲキ水圧の発生は R によって変化してくるはずである。

NC-シリーズの実験で実測された Skempton の間ゲキ水圧係数 A の例を Fig. 10 に示してある。この図において，曲線 I は $(\sigma_1-\sigma_3)$ にピークが現われている付近で変化が認められるが，これは，一つの明瞭な破カイ面に沿ってすべり始めることと対応している。また，曲線 II の場合は明瞭な破カイ面の形成は見られず，側方へ膨張する形で変形が進んだ場合であり，ε が 4～5% 以上になると，A はほぼ一定の値になっている。曲線 III は $\varepsilon=2\%$ 付近で一旦ピークを示し，その後低下の一途をたどる。さらに，A の極大点において $(\sigma_1-\sigma_3)$ が一旦極小値をとっている。これは，一つの面上でのセン断強さが，その面上に加わっている有効垂直応力によって決まるということと対応している。すなわち，このヒズミのときに，間ゲキ水圧が大きくなったため，有効垂直応力が減少し，土のセン断抵抗を一時的に小さくした，というように説明できる。

つぎに間ゲキ水圧の発生と R の関係をさらに明らかにするため，破カイ時の間ゲキ水圧係数 A_f と R の関係を Fig. 11 に示した。この図は NC-シリーズと OC-シリーズの結果をまとめたものであり，図中過圧密比（以後 $O\cdot C\cdot R$ と略）1.0 の曲線は NC-シリーズの結果を平均したものである。また破カイ時の判定は，$(\sigma_1-\sigma_3)$ 曲線にピークが現われたときはその点を破カイ点とし，ピークの現われないときは $\varepsilon=15\%$ の点をハカイ点とした。Fig. 11 によれば，A_f の値は $O\cdot C\cdot R$ と R の両方によって変化することが分る。まず，A_f の R による変化に注目すると，$R\geqq60\%$ では A_f はほぼ一定の値をとり，$R=30\%$ 付近で極大値が現われ，$R\leqq20\%$ で再び一定となっている。

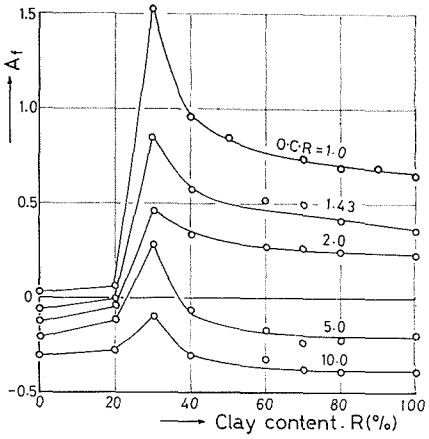

Fig. 11. Variation of A_f in accordance with clay content.

ここで $R=30\%$ 付近の A_f の変化について考察してみる。破カイ時の間ゲキ水圧係数 A_f は次式で表わされる。

$$A_f=\frac{u_f}{(\sigma_1-\sigma_3)_f} \tag{3}$$

u_f：破カイ時の間ゲキ水圧

この式中，$R=30\%$ での u_f の値は，$R\geqq40\%$ の土に比べて大きな変化はないが，$(\sigma_1-\sigma_3)_f$ の値が急に小さくなっているため，その結果として A_f が急増しているのである。また，$R\leqq20\%$ で A_f が急減して 0 付近の値をとるのは，Fig. 10 で示されるように，一旦ある値まで上昇した間ゲキ水圧係数の値が，$\varepsilon=15\%$ で規定した破カイに至るまでに低下してしまうためである。このように $R=30\%$ 付近での A_f の変化が激しいのは，前述のような破カイのとり方をした場合であり，破カイの定義が変われば A_f の変化の状態も変わるものである。さらに砂と粘土とでは間ゲキ水圧の発生に影響する要素は異なるのであるから，これを比較する方法は今後検討していく必要がある。このように，Fig. 10 の結果を用いてそのまま A_f の大小関係を論じるには問題が残るが，この図から次のようなことは考えられる。すなわち，$R\geqq60\%$ では圧密特性などと同様に，砂の影響はほとんど現われてこない。$40\leqq R\leqq60\%$ では徐々に砂分の影響が現われてくるが，どちらかといえば粘土の性質に近い。$R=30\%$ では砂から粘土へのごく過渡的な性質を示し，$R\leqq$

20% ではほぼ砂と同一になる。

3·4 強度常数

正規圧密した土の強度は有効応力表示を用いると，砂，粘土の区別なしに次式で表わせる。

$$\tau = \sigma' \tan \phi' \qquad (4)$$

σ': セン断面に作用する有効垂直応力

ϕ': 有効応力によるセン断抵抗角

すなわち，強度常数はセン断抗抵角 ϕ' だけとなる。(4) 式の表現法によれば，特に砂と粘土を区別する必要はないことになり，さらに，強度常数だけからでは，その土が砂的であるのか粘土的であるのかは分らないことになる。しかし ϕ' の大きさの異なる砂と粘土の混合土の強度常数が R によってどのように変化するかということから，砂から粘土への変化点をみることができるはずである。以上のことは正規圧密土の場合にいえることで，粘土は応力履歴の影響を受けるため，過圧密された土の強度には粘着力が現われ近似的に強度は次式のようになる。

$$\tau = c' + \sigma' \tan \phi' \qquad (5)$$

c': 有効応力による粘着成分

一方，砂では，応力履歴の影響はほとんど無いから，過圧密された土でも，(4) 式によって強度は表わされる。このように過圧密された土の強度を比較すれば，ϕ' の変化だけでなく，c' の有無からも砂と粘土の区別はつけられることになる。

Fig. 12 は NC-シリーズと OC-シリーズの実験から得られた，有効応力によるセン断抵抗角 ϕ' と粘着力 c' の R に対する関係を示したものである。ただしこの試験では，R と圧密圧および拘束圧を規定しており，したがって R が同じでも砂粒子あるいは粘土粒子のつまり方は，圧密圧によって違ったものとなる。混合土の粒子骨格の主体が砂から粘土へと移る状態を調べるには，砂あるいは粘土粒子のつまり具合を規定するような試験などが考えられるが，それは今後の問題として，ここではすべての土に対して一定の応力条件の下でセン断したときの強度常数の R に対する変化を論じることになる。

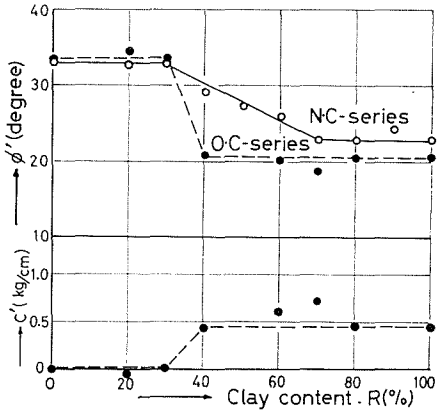

Fig. 12. Strength parameter vs. clay content.

まず，正規圧密土の ϕ' についてみると，$R=30\%$ と 70% を境界として，$R \geqq 70\%$ と $R \leqq 30\%$ で各々一定の値をとり，$30<R<70\%$ で砂から粘土へ徐々に移行している。一方，過圧密の結果をみると，$R \geqq 40\%$ と $R \leqq 30\%$ で c', ϕ' ともほぼ一定の値をとり，R が 30% から 40% にかけて砂から粘土へと急に変化している。この結果から次のようなことがいえる。すなわち，$R \leqq 30\%$ では砂の領域となる。$R \geqq 40\%$ では粘土の性質を示し，しかも $R \geqq 70\%$ では純粋の粘土とまったく同一になる。また，正規圧密土の ϕ' は $R=70\%$ で変化していることから，過圧密のそれもこの付近で何らかの変化が現われると予想されるところであるが，この結果からでははっきりしない。この点に関してはさらに検討の必要がある。

4. むすび

砂と粘土の混合土の性質が，その混合割合によってどのように変化してくるかについて，圧密特

性，セン断時の間ゲキ水圧，および強度常数に注目して述べてきた。内容をまとめてみると次のようになる。

(1) 混合土の土質工学的性質は，混合割合によって変化するが，大別して次の3つの領域に分けられる。

a. 粘土領域

b. 中間あるいは移行領域

c. 砂領域

(2) 各々の領域の境界は，注目する土質工学的性質の内容によって少し変わるようであるが，おおよその値として，砂領域と中間領域の境界は $R=20\sim30\%$，粘土領域と中間領域のそれは $R=60\sim70\%$ と考えてよい。

(3) 中間領域において，$R\geqq40\%$ の混合土は，土質工学的性質を示す数値が純粋の粘土と少し異なってくるというだけで，その性質は粘性土といえる。また，$R=30\%$ 付近で砂質土と粘性土のごく過渡的な状態が存在するようである。

この論文は第26回[8]および第27回[9]土木学会年次学術講演会で発表した内容をまとめたものであり，実験にあたっては，元本学学生，岡田光弘君，三浦清一君 (NC-シリーズ)，および，大関知孝君，前川拓美君 (OC-シリーズ) の協力を得ていることをここに記して感謝の意を表します。

5. 参考文献

1) 倉田　進，藤下利男： 運輸技研報告，第11巻9号 (1961)，p. 1-36.
2) 平間邦興： 北大工学部修士論文 (1968).
3) 野々垣一正： 土木学会第24回年次講演会，第III部 (1969)，p. 171.
4) 赤井浩一，小谷　章： 土木学会論文集，No. 91 (1963)，p. 1-7.
5) Hiroshi Kawakami: Soils and Foundation, Vol. IV No. 2 (1964).
6) Hvorslev: Res. conf. Shear Strength of Cohesive Soils p. 169-273.
7) Ladd: MIT, Reseach Report R 71-23, Soils Publication 278.
8) 北郷　繁，鈴木輝之： 土木学会第26回年次講演会，第III部 (1971)，p. 339.
9) 鈴木輝之，北郷　繁： 土木学会第27回年次講演会，第III部 (1972)，p. 563.