

運輸省港湾技術研究所

港湾技術研究所 報告

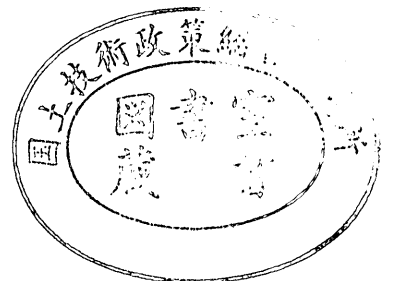
REPORT OF
THE PORT AND HARBOUR RESEARCH
INSTITUTE
MINISTRY OF TRANSPORT

VOL. 11

NO. 4

DEC. 1972

NAGASE, YOKOSUKA, JAPAN



港湾技術研究所報告 (REPORT OF P.H.R.I.)

第11巻 第4号 (Vol. 11, No. 4), 1972年12月 (Dec. 1972)

目次 (CONTENTS)

1. Vibratory Response of a Laterally Constrained Silty Clay Subjected to a Longitudinal Vibration.....Yasufumi UMEHARA..... 3
(縦振動を受ける側方拘束粘土の振動応答.....梅原靖文)
2. 岩礁上の円柱の設計波力に関する研究
.....合田良実・池田龍彦・笹田 正・岸良安治..... 45
(Study on Design Wave Forces on Circular Cylinders Erected upon Reefs
.....Yoshimi GODA, Tatsuhiko IKEDA, Tadashi SASADA and Yasuharu KISHIRA)
3. 砂分の多い粘性土の一軸圧縮強さ...中瀬明男・勝野 克・小林正樹..... 83
(Unconfined compression strength of soils of intermediate grading between sand and clay.....Akio NAKASE, Masaru KATSUNO and Masaki KOBAYASHI)
4. 石灰による深層混合処理工法 (第2報)
.....奥村樹郎・寺師昌明・光本 司・酒井正寛・吉田富雄.....103
(Deep-Lime-Mixing Method for Soil Stabilization (2nd Report)
.....Tatsuro OKUMURA, Masaaki TERASHI, Tsukasa MITSUMOTO,
Tadahiro SAKAI and Tomio YOSHIDA)
5. 空港舗装における路盤の等価値に関する研究.....須田 潤・佐藤勝久.....123
(Study on Layer Equivalencies of Bases in Airport Pavements
.....Hiroshi SUDA and Katsuhisa SATO)
6. 地表における強震記録より推定した基盤の地震動の特性
.....土田 肇・上部達生.....191
(Characteristics of Base-Rock Motions Calculated from Strong-Motion Accelerograms at Ground Surface.....Hajime TSUCHIDA and Tatsuo UWABE)
7. 沈埋トンネルと地盤の相互作用に関する実験的研究
.....青木義典・田淵民雄.....271
(A experimental study on the interaction between trench type tunnels and soils
.....Yoshinori AOKI and Tamio TABUCHI)
8. 沈埋トンネル耐震設計用スペクトルについて.....青木義典・丸山 浩.....291
(Spectra for Earthquake Resistive Design of Trench type Tunnel
.....Yoshinori AOKI and Hiroshi MARUYAMA)
9. 雑貨埠頭の上屋・倉庫のシステム設計 (第1報)工藤和男.....315
(System Design of Transitsheds and Warehouses(Part-1)Kazuo KUDO)
10. スパッドに作用する衝撃荷重について
.....平山 勇・菊谷 徹・小岩苔生.....337
(Shock Forces on a Spud of Working Craft
.....Isamu HIRAYAMA, Toru KIKUYA and Taisei KOIWA)

3. 砂分の多い粘性土の一軸圧縮強さ

中瀬明男*・勝野 克**・小林正樹**

要 旨

砂と粘土の中間的な粒度組成の土の非排水せん断特性を調べるため、粘土と砂を種々の割合で混合した飽和試料を調整し、一軸圧縮および非圧密非排水三軸圧縮試験を行なった。その結果、試料の粘土含有量が減少するに従って、拘束圧の増大に伴う圧縮強さの増加割合が大きく、また一軸圧縮強さが相対的に小さくなることが認められた。この現象は試料調整のさいの圧密圧力の除去に起因するもので、この試験結果に基づいて、砂分の多い粘性土の採取試料の一軸圧縮強さを補正することができる。この補正は全土被り圧と2つの補正係数を用いて行なうが、補正係数の値は粘土含有量または塑性指数の関数として与えられる。ただし、この補正は粘土含有量が10%以下のものに適用してはならない。

* 土質部長

** 土質部、土性研究室

3. Unconfined compression strength of soils of intermediate grading between sand and clay

Akio NAKASE*

Masaru KATSUNO*

Masaki KOBAYASHI*

Synopsis

In order to investigate a practical treatment of undrained shear strength of soils of intermediate grading between sand and clay, a series of unconfined compression and unconsolidated-undrained triaxial compression tests are performed on soil samples for wide range of grading. The samples are prepared by consolidating slurries which are made by mixing sand and clay with various proportion. Test results show that, as the clay fraction of sample decreases, the rate of increase in compression strength with confining pressure increases, and the unconfined compression strength becomes relatively smaller. These phenomena can be explained by reduction in degree of saturation due to release of consolidation pressure in the course of sample preparation. Based on the test results, the measured value of unconfined compression strength of soils having intermediate grading between sand and clay can be corrected for stress release in the in-situ soil sampling. This correction requires the overburden stress in term of total stress and two kinds of correction factors, which are determined by the clay fraction or plasticity index. Application of this correction is limited to the soils of clay fraction of more than 10%.

* Head of Soils Division

** Member of Soil Mechanics Laboratory, Soils Division

目 次

要 旨	83
1. ま え が き	87
2. 設計値としてのせん断強さ	87
3. 実 験	88
3.1 試 料	88
3.2 試験方法	90
4. 実験結果	90
4.1 高島混合試料	90
4.2 本牧混合試料	92
4.3 豊浦標準砂	93
5. 実験結果の考察	94
6. 一軸圧縮強さの補正	94
6.1 補正の考え方	94
6.2 補正係数 α , β	95
6.3 分類特性と α , β	95
6.4 強度補正の限界	97
6.5 強度の補正方法	98
6.6 実 例	100
6.7 注 意 事 項	100
7. 結 論	101
8. あとがき	101
文 献	101
記 号 表	102

1. まえがき

実際問題で遭遇する土は、レキから粘土に及ぶ種々の土粒子を含んでいる。土構造物の設計や施工においては、変形や支持力など土の工学的性質が問題となるが、これはレキや砂の含有量の多い土から粘土含有量の多い土にわたって連続的に変化するものと考えられる。しかし、一般の土質力学の教科書における扱いでも分るように、砂と粘土はかなり異なった工学的性質を示すので、実際の問題においても砂質土と粘性土、あるいは粘着力のある土と無い土に大きく二分して扱うことが多い。

一般に土を構成する土粒子は、その粒子寸法によって砂、シルトおよび粘土の3種類に分けられる。自然の地盤の土は、砂粒子のみからなる砂地盤を除いては、これらの3種類の土粒子のすべてを以て構成されており、シルト粒子のみからなる土や粘土粒子のみからなる土というものは存在しない。したがって、実際には砂質土か粘性土かの判断に苦しむことが多い。

砂質土か粘性土かを判断することは、土のせん断強さの設計値を求める場合に特に重要である。この両者に対して一般に適用されるせん断試験、ならびに強度定数が異なるからである。本来土のせん断強さは条件によって変化するので、粘土に対して排水せん断を行なえば粘着力が無くてせん断抵抗角のみを有するという結果が得られ、飽和砂に対して非排水せん断を行なえばせん断抵抗角が無くて粘着力のみという結果となる。しかし、実際の問題においては、地盤中で生ずることが多いと考えられる条件に従って、粘土に対しては非排水せん断を行なって粘着力を求め、砂の場合には排水せん断によってせん断抵抗角を求めるのが普通である。

このようにせん断試験の種類と適用する強度定数とを結びつけて土を分類することは、土質力学的な考え方によればあくまでも便宜的なものである。しかし、土質力学の分野で土のせん断特性を2つに分類して論じている限り、実際の土をこれに対応して定量的に分類するのは実務上の当然の要求であろう。本報告では、一般に粘性土に対して行なわれる一軸圧縮試験の適用性を中心として、粘性土と砂質土の実用的分類について述べる。

2. 設計値としてのせん断強さ

倉田と藤下¹⁾は粘土と砂を混合調整した試料について一連の力学試験を行ない、砂質土と粘土質土の境界を調べた。彼らは50 μ 以下の土粒子の含有量を尺度とし、これが20%以下のものを砂質領域、40%以上のものを粘土

質領域、20~40%のものを砂と粘土の中間領域であると結論している。現行の港湾構造物設計基準²⁾において、砂含有量80%を境界として砂質土と粘性土の2つに分類しているのは、この倉田と藤下の研究結果に基づいたものである。

砂質土と粘性土に分類するという事は、設計における土のせん断強さの扱い方を2つに分けることである。倉田と藤下の結論としては、粘土質領域では $\phi_u=0$ として一軸圧縮強さ q_u から粘着力を求め、砂質領域では ϕ_d のみを考えるが、中間領域の土については実際の条件に応じて何れかの判断をすることになっている。しかし、この中間領域の土について条件に応じて砂質か粘土質かを判断するという事は、あらゆる場合について土のせん断抵抗を有効応力に基づいて扱えばよいとする意見に似ており、工学的手法としては不可能であると言えよう。

上に述べた港湾構造物設計基準における土の分類は、中間領域の土のせん断強さについて個別に判断することを避けるため、倉田と藤下の提案する中間領域の土を粘土質と考えたもので、かなり砂含有量の多い土を $\phi_u=0$ の粘性土とすることの誤差は安全側であるとの判断によるものである。

この基準に関連して生ずる問題点は、砂含有量が80%を僅かに下まわるような土に対して、一軸圧縮試験結果が粘土の場合と同様に考えられるかということである。図-1は土質調査結果の実例である³⁾。ここに示した諸数値は多数のボーリング調査による結果を平均したものであるが、-25mまでは粘土が続き、-35m以下の砂レキ層との間がかなり砂含有量の多い互層となっている。しかしこの互層は基準に従えば粘性土と分類されるため、設計粘着力 $qu/2$ の値はかなり低いものとなり、所要の支持力を確保するためには何らかの地盤改良を要するこ

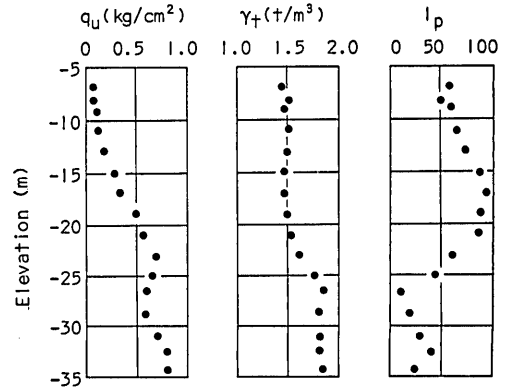


図-1 土質調査結果の一例

となる。すなわち、砂含有量が多くなれば土は強くなるという一般的な考えと反する結果となる。

このような中間領域の土のせん断強さの扱い方を検討した結果、著者らは測定一軸圧縮強さを粘土含有量あるいは塑性指数の値によって補正する方法を以前に提案した⁴⁾。これは、中間領域の土のせん断強さは非排水条件を仮定した方が安全であると考え、現地の試料採取における拘束圧の除去による有効応力の減少を、非圧密非排水三軸圧縮試験で補正するというものであった。実用的な補正係数の値は塑性指数の値によることとしたが、これは粘土含有量を尺度とするためには多くの手数のかかる粒度分析を必要とするからである。塑性指数の値によって粘性土と砂質土を分類する考えは、すでに現場において用いられていたという報告⁵⁾がある。

著者らの以前の提案は、土質工学会の土質試験法⁶⁾の中でやや整理された形でも引用されているが、その後の詳細な検討の結果、測定一軸圧縮強さに単純な補正係数を適用することが困難と認められた。そこで以前とやや異なった試料ならびに試験法によって大量の追加実験を行なった。以下にはこの2回にわたる実験の結果と、それに基づく実用的な補正方法について報告する。

ただし、この研究は地下水位以下にあって飽和している無機質粘性土のみを対象とするものである。

3. 実 験

3.1 試 料

2回にわたって実験に使用した試料の主体は、室内で砂と粘土を人工的に調整したものである。以前の実験においては、横浜港高島地区より採取した海底粘土と小名浜砂を用い、今回の追加実験においては、横浜港本牧地区より採取した粘土と豊浦標準砂を用いた。なお、追加

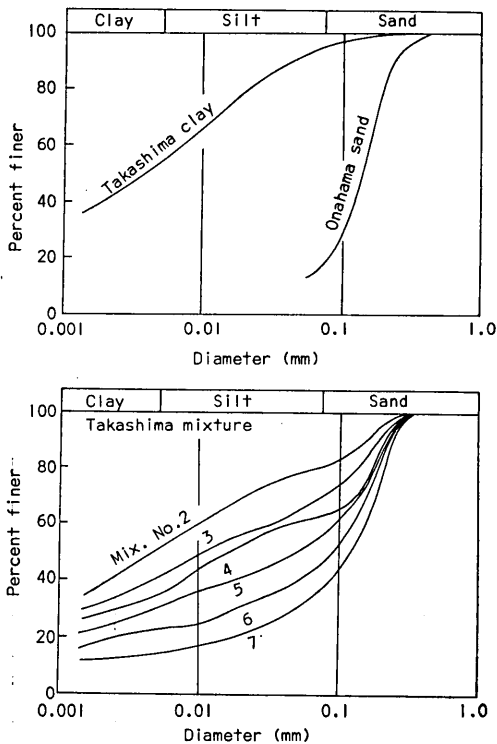


図-2 高島混合試料の粒度試験結果

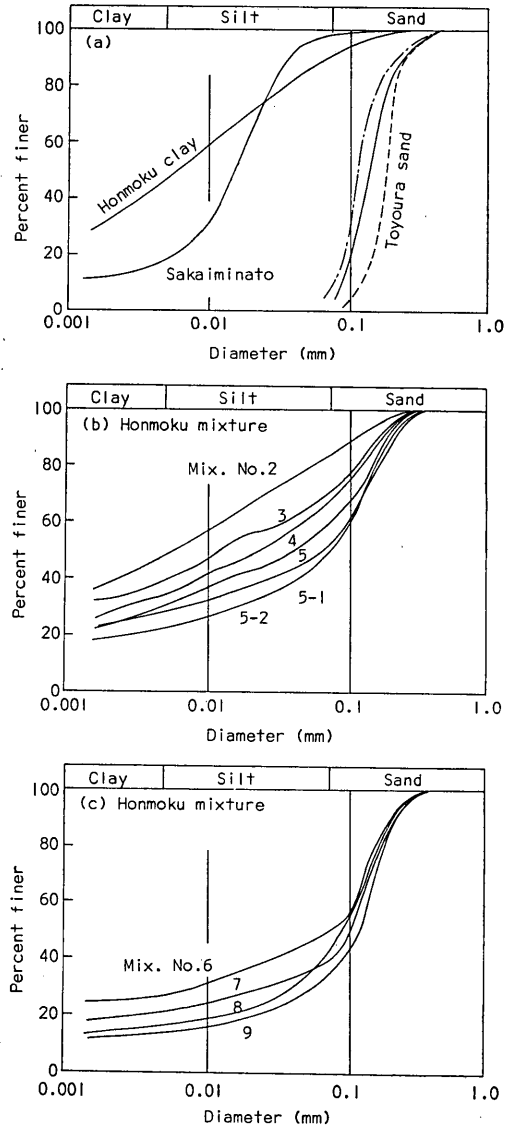


図-3 本牧混合試料の粒度試験結果

砂分の多い粘性土の一軸圧縮強さ

表-1 高島混合試料および自然試料の分類特性

試料番号	Sample No.	1	2	3	4	5	6	7	境港	横須賀 8-3-4	横須賀 8-3-5	高知	小名浜
土粒子の比重	G_s	2.72	2.72	2.71	2.69	2.70	2.69	2.68	2.63	2.75	2.73	2.73	2.72
液性限界	$w_L(\%)$	119.7	95.1	78.0	69.2	55.9	40.9	28.0	46.5	48.0	62.1	27.8	111.4
塑性限界	$w_P(\%)$	48.0	35.2	32.6	28.2	24.4	22.4	19.0	39.5	31.6	33.6	22.7	40.9
塑性指数	I_P	71.7	59.9	45.4	41.0	31.5	18.5	9.0	7.0	16.4	28.5	5.1	70.5
砂含有量	Sand(%)	4.8	19.5	31.8	37.2	44.8	54.4	65.0	0.8	25.5	14.2	20.7	6.3
シルト含有量	Silt(%)	39.7	30.7	28.5	27.5	24.7	23.5	20.2	81.0	49.7	57.3	46.9	40.9
粘土含有量	Clay(%)	55.5	49.8	39.7	35.3	30.5	22.1	14.8	18.2	24.8	28.5	32.4	52.6

表-2 本牧混合試料の分類特性

試料番号	Sample No.	1	2	3	4	5	5-1	5-2	6	7	8	9
土粒子の比重	G_s	2.71	2.71	2.70	2.70	2.69	2.69	2.68	2.68	2.67	2.67	2.66
液性限界	$w_L(\%)$	103.5	80.7	60.4	57.8	48.4	41.8	39.5	34.6	28.5	—*	—*
塑性限界	$w_P(\%)$	41.9	36.5	27.0	26.8	23.4	22.0	22.1	23.7	23.0	22.7	—*
塑性指数	I_P	61.6	44.2	33.4	31.0	25.0	19.8	17.4	10.9	5.5	—	—
砂含有量	Sand(%)	9.2	17.1	31.7	35.3	40.5	51.5	53.0	54.0	61.0	59.5	68.0
シルト含有量	Silt(%)	42.3	34.5	29.3	30.0	29.5	20.5	23.5	18.0	18.0	24.4	18.2
粘土含有量	Clay(%)	48.5	48.4	39.0	34.7	30.0	28.0	23.5	28.0	21.0	16.1	13.8

* 測定不能

実験においては4種類の自然試料も用いている。

混合試料を人工的に調整する場合には、浚渫により採取した粘土塊を大型チョッパー及び裏漉機を併用することによって、貝殻やレキのない様なものに仕上げた。砂については、そのまま粘土と混合した場合粒度分布が不連続になるので、粉砕機によりシルトの寸法まで粉砕したものを一部加えた。この粘土と砂を用いて大型チョッパーと裏漉機によって調整した混合試料の粒度分布および分類特性をそれぞれ図-1、図-2、表-1、表-2に示す。図-3(a)の破線は粉砕前、一点鎖線は粉砕後、実線はこれらを混合したものを示す。また同図中には境港の自然試料の粒度分布も描いてあるが、これは港湾地域に見られる粘性土としては異常にシルト含有量の多い特例として示したものである。図-4は高島混合試料、本牧混合試料および自然試料の塑性図を示す。

混合試料によってせん断試験を行なうには、供試体作製の可能な硬さにすることが先ず必要であり、このために圧密によって大型の試料塊を作った。高島混合試料の場合には三軸圧縮試験機と同様な圧密装置を用いたが、調整後の試料が極めて軟かくセットが困難であり、等方圧密による著しい鼓状変形が生じた。これを避けるため、直径20cm、高さ40cmのプラスチック円筒内であらかじめ自重圧密した後圧力室内に構状となるようにセッ

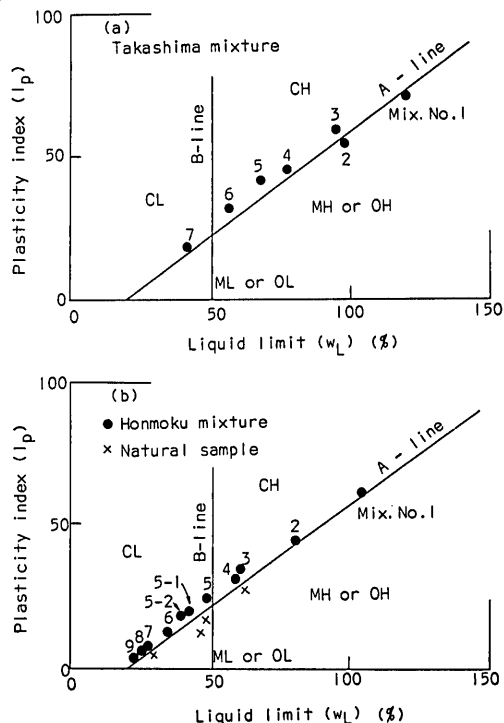


図-4 塑性図

トし、 0.5kg/cm^2 の等方圧による圧密を行った。しかし圧密終了時に直円筒とすることは極めて難しく、平均して直径 17cm 、高さ 14cm の試料塊が得られた。試料塊中の含水比の分布は一律でなく、常に中心部の含水比の大きいことが認められた。この試料塊から、直径 3.5cm 高さ 8cm の圧縮試験用供試体を 10 個切り出すことができた。

本牧混合試料の場合には、内径 20cm 、高さ 20cm の圧密箱を用いて、 1kg/cm^2 の圧力で一次元圧密を行った。この場合には圧密後の試料塊内の含水比分布は一律であり、 13 個の供試体を切り出した。

なお、本牧混合試料のために粒度調整した豊浦標準砂については、混合試料の一部と考え砂含量の極限として圧縮試験を行った。この場合には、湿潤状態の砂試料を供試体用型枠に指で押し込んだ後、油圧シリンダーを利用した試料押出機上にセットし、一定の圧密荷重により圧密を行って供試体を作製した。ちなみに初期間げき比は $0.75\sim 0.80$ であった。

3.2 試験方法

高島混合試料に対して行った試験は、一軸圧縮試験と非圧密非排水三軸圧縮試験である。一軸圧縮試験は、 1% / 分の軸ひずみを生ずる速さで行ない、三軸圧縮試験の場合は、 1.125% / 分のひずみ速さで行なった。三軸圧縮試験の場合は、試験中の供試体の非排水条件をより確かにするために、供試体の上下面には滑らかな合成樹脂円板をとりつけた。なお、砂と混合しない高島粘土に対しては、せん断抵抗角を測定するために、少数の圧密非排水三軸圧縮試験を行なっている。

本牧混合試料と原地盤より採取した自然試料に対しても、同様に一軸圧縮試験および非圧密非排水三軸圧縮試験を実施した。軸ひずみ速さも高島混合試料の場合に等しい。ただし、この追試における三軸圧縮試験では、間げき水圧の測定および供試体の飽和度を高めるためのバックプレッシャーの使用を行っている。間げき水圧の測定は零位指示方式によるナルインジケーターにより行ったが、供試体の飽和度の尺度となる間げき圧係数 B の決定のために圧縮直前の間げき水圧の測定を主とし、一部の供試体については圧縮応力の最大値の現われる付近での測定も行なった。

バックプレッシャーを用いる場合は、まず最初に三軸圧力室の水圧を 1.5kg/cm^2 に高めて供試体内の間げき水圧を測定する。次に供試体下端に通ずる圧力管を通して供試体の間げき水圧に 1.5kg/cm^2 の圧力を加え、 20 分間程度放置した後に圧力管を閉じる。次に三軸圧力室の

水圧を所定値まで高め、供試体内の間げき水圧を測定してから、非排水圧縮を開始した。

このように間げき水圧測定やバックプレッシャーの使用を行なう場合には、供試体下面は吸水した濾紙に接することになり、一軸圧縮試験と異なる端面条件が生じている。このように端面条件が異なる場合には、その影響が圧縮強さの測定値に現われ、他の条件の等しい場合の一軸圧縮強度は、下端に濾紙のある場合が一般に小さくなった。そこで、本牧混合試料および自然試料の三軸圧縮試験結果については、検定試験結果により粒度組成に応じて $1.1\sim 1.2$ の補正係数を適用している。

本牧混合試料の一部については、せん断抵抗角を求めるために、圧密非排水三軸圧縮試験も行なっている。また、粒度調整した豊浦標準砂に対しては、一軸圧縮、圧密排水三軸圧縮、およびバックプレッシャーの大きさを変えた非圧密非排水三軸圧縮試験を行った。

4. 実験結果

4.1 高島混合試料

高島混合試料に対して一軸圧縮および非圧密非排水 (UU) 三軸圧縮試験を行なった結果の 3 例を図-5 に示す。この図は圧縮強さの半分 $(\sigma_1 - \sigma_3)/2$ を試験時のセル圧 σ_3 に対してプロットしたものであるが、一軸圧縮試験における $qu/2$ の値は $\sigma_3 = 0$ に対応してプロットしてある。

三軸圧縮試験結果を図-5 のようにプロットした場合、

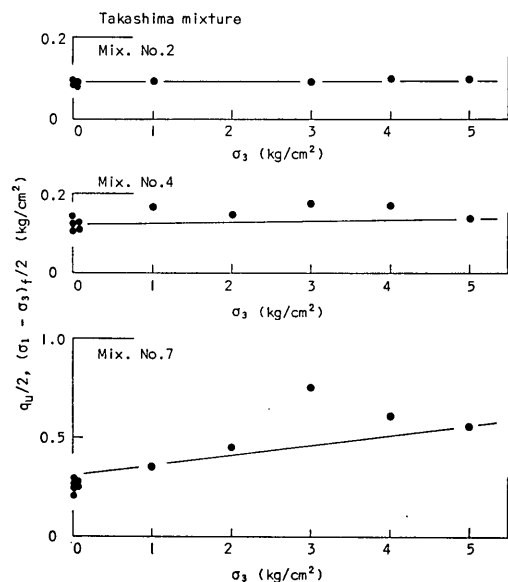


図-5 高島混合試料の試験結果例

砂分の多い粘性土の一軸圧縮強さ

各プロット点を通る直線の切片長 f 、傾度 θ を求めれば、見掛けの粘着力 c_u およびせん断抵抗角 ϕ_u は次式によって与えられる。

$$\left. \begin{aligned} \sin \phi_u &= \frac{\tan \theta}{1 + \tan \theta} \\ c_u &= \frac{f}{\sqrt{1 + 2 \tan \theta}} \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

一般に飽和土の場合には $\phi_u = 0$ となることが認められているが、その場合には図-5のようなプロット点は σ_3 軸に平行な直線上に並ぶことになる。図-5の試験結果を見ると、粘土分の多い場合には $\phi_u = 0$ となっているが、No. 7の試料のように粒度組成が砂質土に近づくものにおいては、 $\phi_u > 0$ の傾向が明らかに認められる。

不飽和の試料に対して非圧密非排水せん断 (UU) 試験を行えば $\phi_u > 0$ となる。高島混合試料について、土粒子比重 G_s 、単位体積重量 γ_t および含水比 w の測定値と、これらの値から計算した飽和度 S_r を図-6に示す。

この図によれば、粘土含有量の減少に伴って飽和度が減少しており、図-5の ϕ_u の変化の傾向と適合している。

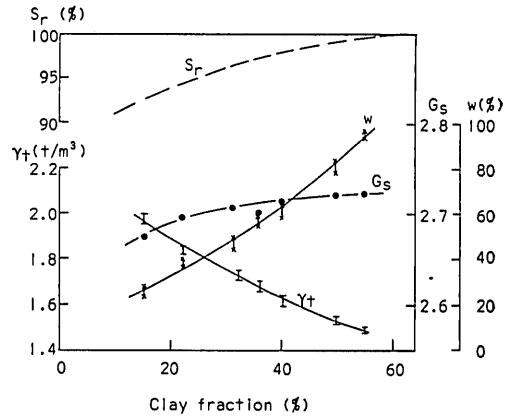


図-6 粘土含有量と飽和度

土質工学において、粘土の粘着力を $q_u/2$ として求め

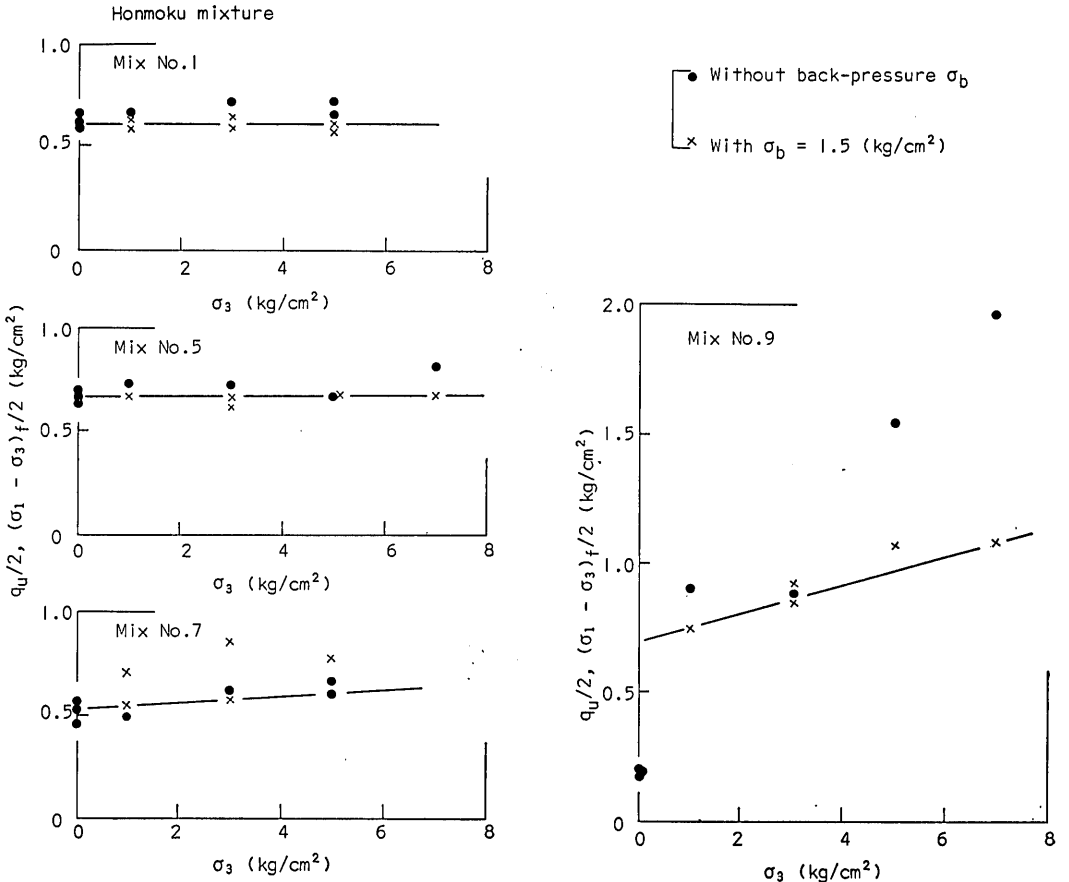


図-7 本牧混合試料の試験結果例

ることが多いが、これは UU 試験において $\phi_u=0$ という条件に基づいてせん断強さを $\tau_f=c_u$ とするためである。しかし、図-5の結果においては、No. 7 のように $\phi_u>0$ の場合においても、(1)式で求めた c_u の値は $q_u/2$ の平均値とほぼ等しいことが認められる。

なお、小名浜砂と混合する以前の高島粘土に対して、圧密非排水三軸圧縮試験 (CU 試験) も行なったが、その結果、全応力および有効応力のおのおのに関するせん断抵抗角として、 $\phi_{cu}=17^\circ 29'$ 、 $\phi'=34^\circ 30'$ が求められた。

4.2 本牧混合試料

本牧混合試料について行なった一軸圧縮および三軸 U 試験結果の4例を図-7に示す。図-5と同様に、圧縮強さの半分、 $q_u/2$ および $(\sigma_1-\sigma_3)/2$ を三軸セル圧に対してプロットしてあるが、バックプレッシャー σ_b を加えたものについては、セル圧から σ_b を差引いたものに対してプロットしてある。

高島混合試料の場合と同様に、粒度組成が砂質土に近づくに従って、試験時の拘束圧 σ_3 の増大に伴って圧縮強さが増大する傾向が著しくなっている。ここで注目すべきことは、図-7の No. 9 の試料の場合には、(1)式で計算した見掛けの粘着力 c_u に比して、 $q_u/2$ の値がかなり小さくなっていることである。

4.1でも述べたように、三軸 UU 試験において σ_3 の増大に伴って $(\sigma_1-\sigma_3)/2$ が増大するということは、試料が不飽和であることによる。不飽和試料に対して非排水条件で拘束圧 σ_3 を加えると、試料が圧縮されて密度および試料の有効応力が増大し、非排水圧縮強さが増大することになる。No. 9 の試料の場合には、拘束圧を加える前の飽和度がかなり低かったことが想像される。

本牧混合試料について、 G_s 、 γ_t 、 w の測定値から計算した飽和度は、一般に高島混合試料のものより大きかったが、粒度組成との明瞭な相関を調べるためには精度が十分でなかった。しかし、本牧混合試料の三軸 UU 試験の場合には、圧縮開始直前の間げき水圧を測定しているので、この結果から試料の飽和度を或る程度推定することができる。

試料に加える等方圧を $\Delta\sigma$ だけ増加した際の間げき圧の増分 Δu は、間げき圧係数 B を用いて、 $\Delta u=B\cdot\Delta\sigma$ と表わされる。間げき圧係数 B の値は、完全飽和の場合に $B=1.0$ であり、飽和度の減少とともに減少し、乾燥状態に近づいて $B\rightarrow 0$ となる。

バックプレッシャー σ_b を加える場合には、三軸セル圧と間げき水圧をともに σ_b に等しくした後に、セル圧

を高めて σ_3 とする。したがって、セル圧を σ_3 に高めたときの間げき水圧を u とすれば、 $\Delta\sigma=\sigma_3-\sigma_b$ 、 $\Delta u=u-\sigma_b$ となるから、 $B=(u-\sigma_b)/(\sigma_3-\sigma_b)$ となる。

一方バックプレッシャーを用いない場合は、セル圧を加える以前の間げき水圧を測定しておくべきであるが、この測定には高度の精密さを必要とするので、今回は行なわなかった。そこで、セル圧を加える前の初期間げき水圧を $u=0$ と仮定すると、セル圧を σ_3 にしたときの間げき水圧の測定値から、 $B=u/\sigma_3$ となる。

粘土含有量と間げき圧係数 B の測定値の関係が図-8である。バックプレッシャーを加えることによって飽和度が高まり、 B の値が増大することが分るが、とくに最も砂に近い No. 9 の試料でこの傾向が著しい。粘土含有量の多いもの程 B 値が小さい傾向があるが、これはバックプレッシャーを加える時間が相対的に短かかったためと思われる。

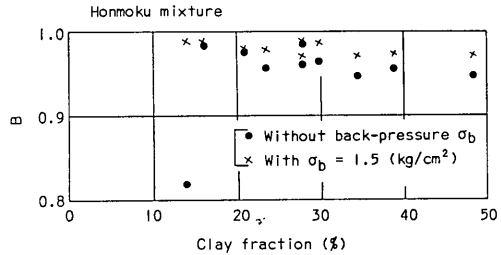


図-8 間げき圧係数 B と粘土含有量

図-7より分るように、バックプレッシャーを加えた供試体の圧縮強さは、バックプレッシャーを加えずに等しいセル圧のもとで求められた圧縮強さより、一般的に小さい。これは、バックプレッシャーを加えることによって飽和度が大きくなるために、拘束圧 σ_3 の増大に伴う密度および有効応力の増分が相対的に小さいためと思われる。

表-3 本牧混合試料の三軸 CU 試験結果

No.	粘土分 (%)	I_p	ϕ_{cu}	c/p	\bar{A}_f	ϕ'
1	48.5	62	$17^\circ 46'$	0.44	0.73(0.61~0.82)	$34^\circ 10'$
5	30.0	25	$20^\circ 10'$	0.53	0.59(0.59~0.60)	$35^\circ 37'$
8	16.1	—	$25^\circ 13'$	0.82	0.23(0.15~0.28)	$34^\circ 39'$

本牧混合試料の No. 1, 5, 8 の3試料に対しては、圧密非排水 (CU) 三軸圧縮試験を行なった。表-3はその

結果をまとめたものである。圧密圧力は最大 9.5 kg/cm^2 まで加えた。見掛けの粘着力は、全応力および有効応力の何れに関するものも $c_u=0, c'=0$ であった。表に示した強度増加率 c/p は、等方圧密圧力と $(\sigma_1-\sigma_3)/2$ の比として求めたものである。 A_f は圧縮破壊時における間げき圧係数である。

4.3 豊浦標準砂

本牧混合試料の極端な場合として、粒度調整を施した豊浦標準砂について一軸圧縮および三軸 UU 試験を行なった。図-9は試験に用いたバックプレッシャーの値をパラメーターとして、 $(\sigma_1-\sigma_3)/2$ を三軸セル圧に対してプロットしたものである。ただしこのセル圧としては、バックプレッシャーの値を差引かず、圧縮過程で加えている圧力をそのまま用いている。

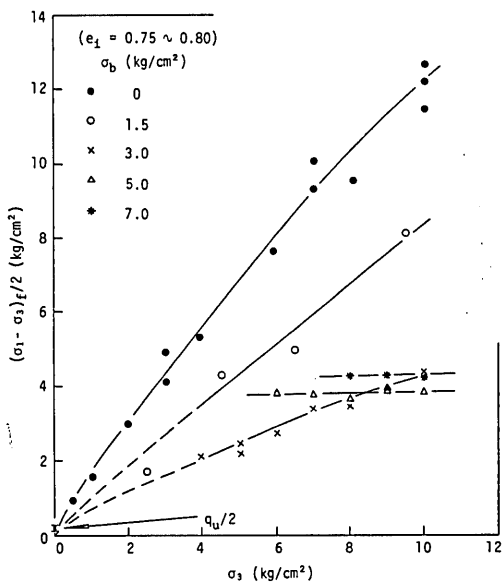


図-9 豊浦標準砂の三軸 UU 試験結果

図-9より分ることは、 σ_3 に対する $(\sigma_1-\sigma_3)/2$ の増大の割合が、バックプレッシャーの増大とともに減少することで、いいかえれば、バックプレッシャーが小さい程 ϕ_u の値が大きいということである。図-9において、バックプレッシャーを用いない場合の $(\sigma_1-\sigma_3)/2$ と σ_3 の関係から、(1)式を用いて計算したせん断抵抗角の値は $\phi_u=36^\circ$ である。この値は別に行なった圧密排水 (CD) 三軸試験によるせん断抵抗角 ϕ_d にほぼ等しい。

このように大きな ϕ_u が得られるのは、供試体の飽和度がかかなり低く、外圧によって密度および有効応力が増

大する程度が、排水試験の場合とほぼ等しかったことを意味する。バックプレッシャーの値が増大するに従って、 ϕ_u の大きさが減少し、 $\sigma_b \geq 5.0 \text{ kg/cm}^2$ においてほぼ供試体が飽和して、 $\phi_u=0$ となっている。

前にも述べたように、間げき圧係数 B の大きさは飽和度の尺度とみることができる。セル圧を加えた状態で、圧縮を開始する直前に測った間げき水圧の値より求めた B の値を図-10に示す。この図によれば、図-9における ϕ_u の値の変化状況と同様に、 $\sigma_b \geq 5.0 \text{ kg/cm}^2$ で $B \approx 1.0$ となることが分る。

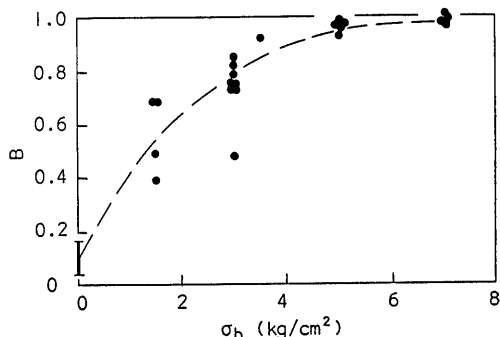


図-10 バックプレッシャーと間げき圧係数 B

なお、三軸 UU 試験において、 $\sigma_b=5.0 \text{ kg/cm}^2$ および 7.0 kg/cm^2 の場合に、 $\sigma_3=\sigma_b$ の条件での試験を行なった。その結果、圧縮強さは $\sigma_3>\sigma_b$ の場合のもの半以下になることが認められた。計算上からいえば、この場合には有効応力が $\sigma'=0$ となり、一種の液状化が生じて圧縮強さが測定され得ないことになるが、実際にはバックプレッシャーを加える以前の初期有効応力の分だけの有効応力が残っていたものと考えられる。

豊浦標準砂について行なった一軸圧縮試験によれば、三軸 UU 試験の供試体と同様な初期間げき比、 $e_i=0.75 \sim 0.80$ のものについて、 $q_u=0.1 \sim 0.3 \text{ kg/cm}^2$ が測定された。図-9からも分るように、この場合の $q_u/2$ の値は、 $\sigma_b=0$ の条件による三軸 UU 試験結果による c_u の値に相当する。

砂の非排水せん断という現象は実際問題ではきわめて特殊な場合である。しかし、図-9における一軸圧縮および三軸 UU の両試験結果を比較すると、砂と粘土の中間の粒度を持つ土における一軸圧縮強さの適用についての問題点が拡大して現われている。すなわち、粘着力を $c_u=q_u/2$ とするのは $\phi_u=0$ の条件を伴った考え方であるが、 $\phi_u=0$ の条件が満たされる $\sigma_b \geq 5.0 \text{ kg/cm}^2$ の三軸 UU 試験から $c_u \approx 4.0 \text{ kg/cm}^2$ となっているのに対して、一軸圧縮試験においては $c_u=q_u/2 \approx 0.2 \text{ kg/cm}^2$ となる。

つまり、一軸圧縮強さが過小であるということである。

もう一つの問題点は飽和状態のものについて非排水せん断強さを適用すると、せん断強さを過大視する危険があることである。前にも述べたように、図-9における $\phi_u=0$ の条件による試験結果は排水せん断試験結果にほぼ等しい。したがって拘束圧があまり大きくない範囲では、排水せん断試験より求めたせん断抵抗角 ϕ_d を用いて求めるせん断強さ $\tau_f = \sigma' \tan \phi_d$ は、非排水せん断試験において $\phi_u=0$ の状態に対応するせん断強さ $\tau_f = c_u$ よりも小さくなることがあり得る。これは、非排水せん断過程において間げき水圧が減少し、その分だけ土の有効応力を内部的に増すためである。

5. 実験結果の考察

4で述べた実験結果において共通して見られることは、土の粒度組成が砂質土に近づくに従って、非圧密非排水せん断(UU)試験の結果が $\phi_u=0$ の条件からはずれてくることである。今回の実験に用いた混合試料は、泥水状のものを圧密して調整したもので、一般的には飽和土として扱われるものであり、したがって一般的には $\phi_u=0$ の条件が成り立つと考えられるものである。

飽和土のUUせん断試験において $\phi_u \neq 0$ となることの原因としては、次の2つのものが考えられる⁷⁾。1つは土の間げき内に微量の気泡が含まれていて、厳密には飽和していないためである。微量の気泡が混入していても、間げき流体の圧縮率が増大し、せん断時の拘束圧によって密度の増大に繋がって有効応力の増大が $\phi_u \neq 0$ の原因となるのである。

他の原因は土塊を構成する土粒子骨格の圧縮率が水の圧縮率と同程度に小さいため、硬い砂質土のような場合である。このときには、微量ではあるが、拘束圧によって間げき水ならびに土粒子骨格の圧縮が生じ、それが有効応力の増大につながるのである。

今回の実験で $\phi_u \neq 0$ の結果が現われたこと的主要原因は、図-6および図-8から明らかのように、土が飽和していなかったことと考えられる。つまり、粒度組成が粘土から砂に進むに従って、試料の飽和度が低下していることである。

ここで問題になるのは、このように飽和度が粒度組成によって変化した理由である。いずれの試料も泥水状態から圧密を終了するまでの過程においては、飽和していたものと思われる。したがって、圧縮試験用の供試体が不飽和であって、その程度が粒度組成によって変化していることの原因は、圧密を終了して供試体を切り出すま

での過程にあると思われる。

この過程で土の状態を変化させる要因として、圧密終了後に圧密箱から試料塊を取り出す際の拘束圧の除去、ならびに取扱いの際に土に与える機械的乱れの2つが考えられる。後者の機械的乱れは、粘土の強度低下の主原因としてよく知られているものである^{8),9)}。前者の要因も粘土の場合についてはかなり調べられており、機械的乱れほどではないが、粘土の強度低下をもたらすことが知られている^{10),11)}。

これら2つの要因が土のせん断強さに及ぼす影響について、粒度組成に対応して定量的に調べた例はないようである。しかし、今回の実験においては各試料とも同様な取扱いをされていて機械的乱れは一様なものと考えられるし、飽和度の低下と機械的乱れとは直接に関連づけることは困難と思われるので、ここでは拘束圧の除去の影響を主眼として検討したい。

拘束圧の除去によって短時間内に生ずる土の状態の変化については、奥村が詳細な検討を行なっている¹²⁾。それによれば、拘束圧の除去によって土の有効応力は減少し土粒子骨格が膨張する傾向のために飽和度も減少する。そしてこの傾向は土粒子骨格の圧縮率の小さい程著しく、したがって、土の粒度組成が砂質土に近づくにつれて拘束圧の除去による強度低下が大きくなる。

このような土の状態ならびにせん断強度の変化の機構を考えると、今回の実験結果がよく理解できる。すなわち、砂質土に近いもの程 $\phi_u=0$ の条件からはずれが大きいことは、拘束圧の除去による強度低下が著しかったため、UU試験において拘束圧を増大することによる強度回復がより顕著に現われるのである。

6. 一軸圧縮強さの補正

6.1 補正の考え方

前節で考察した土の状態およびせん断強さの変化の問題は、実際の土質調査において一軸圧縮試験結果を解釈する際に考慮されるべきである。粘土の一軸圧縮強さに関しては、試料採取に伴う土の乱れの影響が重要な研究課題として扱われているが、一軸圧縮試験を一般の土に適用しその結果を $\phi_u=0$ の条件で解釈する場合には、粒度組成による強度低下の問題も考える必要がある。

試料採取において土に与える乱れの程度は土の種類に無関係であるが、それが一軸圧縮強さに及ぼす影響については、一般に粘土といわれる土についてのみ定量的研究が行なわれている。そして、現実には或る程度乱されて低下した一軸圧縮強さを測定して、それを他の種々の

要因と相殺させて設計法に採り入れている¹²⁾。

このような事情から、今回の実験結果に基づいて一軸圧縮強さの測定値を検討する際の考え方は、粘土という種類から多少はずれるような土を対象とする場合に、粒度組成によって変化する拘束圧除去の影響を補正して、粘土の一軸圧縮強さの測定値と同等の扱いをするということである。

6.2 補正係数 α, β

図-5 および図-7 を見ると、三軸 UU 試験による拘束圧 σ_3 と $(\sigma_1 - \sigma_3)/2$ の関係はほぼ直線関係にあると思つてよく、 σ_3 に対する $(\sigma_1 - \sigma_3)/2$ の増加割合は粒度組成が砂質土に近づく程大きくなる。したがってこの両者の関係を一般に次式で表わすことができる。

$$\frac{(\sigma_1 - \sigma_3)f}{2} = \tau_f = m + n\sigma_3 \quad (2)$$

ここに、 m と n は実験定数で、図-5, 7 に描いた直線の切片が m で勾配が n である。

実験結果から m と n の定数を決める際には、次のような考慮を払った。一つは、実験で用いた σ_3 の最大値までを考えて安全側の直線を決めることである。これらの実験定数、とくに係数 n は拘束圧すなわち土被り圧に対する補正をするためのものであるから、試料採取深度がかなり大きくても安全に適用されるものでなければならぬ。実際に砂質土か粘性土かの判定に困るような土の単位体積重量は $\gamma_t = 1.6 \sim 1.7 \text{ t/m}^3$ であるが、高島および本牧の混合試料の実験に用いた σ_3 の値に対してこのような γ_t を考えると、土被り厚さはおのおの 30m および 40m となる。

本牧混合試料および自然試料の場合にはバックプレッシャーを加える試験が含まれているが、この場合にはバックプレッシャーを用いた実験の結果を重視して直線を決めた。今回の実験においては、バックプレッシャーを加えた場合でも厳密な飽和状態にあったとは言いが、バックプレッシャーを用いない場合の飽和度はさらに低く、試験機の機構上の理由も加わって、拘束圧による供試体の圧縮によって過大な圧縮強さを与えることも考えられたためである。

以上のような考慮のもとに実験定数 m と n を求めたが、実際問題としては一軸圧縮強さの測定値を補正するので、係数 m は q_u 値と関係づける方が便利である。そこで、(2)式を次のように書き直す。

$$\tau_f = \alpha \left(\frac{q_u}{2} \right) + \beta \sigma_3 \quad (3)$$

ここに、右辺第一項に $(q_u/2)$ の値を用いたのは、い

ゆる粘着力として $q_u/2$ を考えることによる。係数 β は式(2)の n と同じものである。

6.3 分類特性と α, β

以上のようにして求めた係数 α と β は、土の粒度組成、さらに一般的には土の分類特性の関数として考えるのが便利である。著者らの以前の提案⁴⁾では、分類特性として粘土含有量と塑性指数の両者を考えた。また倉田と藤下の提案¹⁾において砂含有量を考えている。この他の分類特性として考えられるのは、液性限界および塑性限界の2つである。

図-11 は補正係数 α, β と粘土含有量の関係を描いたものである。多少のばらつきはあるが、粘土含有量が30%を越すと、 $\alpha \rightarrow 1.0$ となり、 β は極めて小さくなる。この領域の土に対するプロットの数が相対的に少ないのは、 $\alpha = 1.0, \beta = 0$ の点が多数重なるためでもある。 $\alpha = 1.0, \beta = 0$ ということは、式(3)から分るように、測定 q_u 値の補正を行なう必要がないことを意味する。

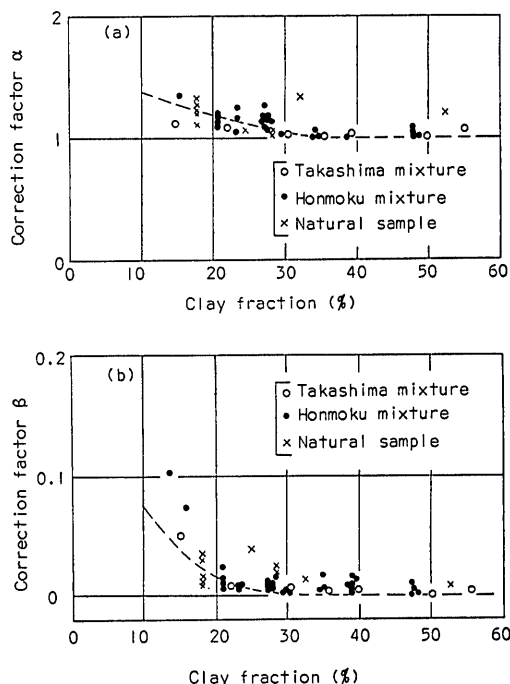


図-11 粘土含有量と α, β

粘土含有量が減少すると α と β の値は著しく大きくなる。粘土含有量が15%以下のものについて、この図のスケールよりはるかに大きい係数がいくつか求められている。

図-12は補正係数 α, β と塑性指数 I_p の関係を描いた

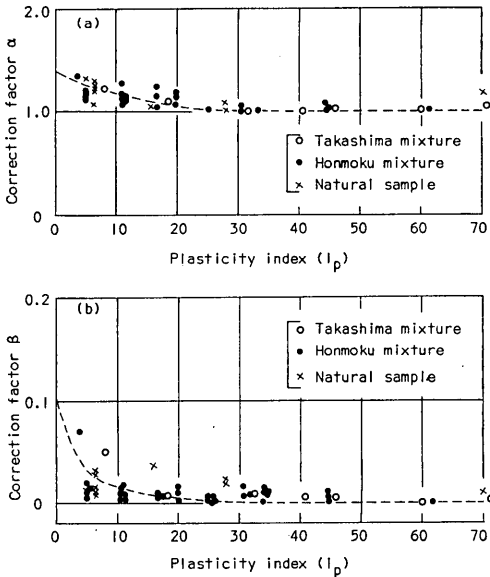


図-12 塑性指数と α , β

ものである。粒度組成が砂質土に近づいて I_p が減少すると、 α と β がともに増大する傾向は図-11 とほぼ同様であり、プロットのばらつき具合も粘土含有量を考えたものと同様である。粘土含有量が15%以下となって補正係数値が急増するような土に対しては $I_p \leq 5$ 程度となるので、粘土含有量の場合に比べてプロットが対応する I_p の数値の範囲がやや大きい。

図-13 は補正係数と砂含有量の関係である。今回の実

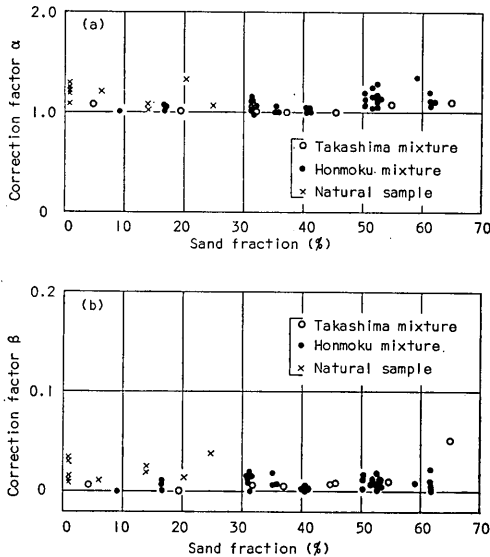


図-13 砂含有量と α , β

験に用いた試料の砂含有量は70%までの広い範囲にわたっているが、図-11および図-12において、プロットの並び具合の大勢にそれ程影響しなかった自然試料の試験結果が、とくに α の値の変化状況に大きな影響を持っている。 β については砂含有量に対する変化状況が明瞭でない。

図-13(a)で砂含有量0.8%に対応する土は、境港の自然試料である。この土は図-3(a)にも描いてあるように、港湾地域の土としてはシルト含有量の異常に大きな特異なものである。倉田と藤下は50 μ 以下の粒径の土粒子を粘土と見做しているが、図-13から分るように、この考え方を採用すると補正係数の適用にかなりの困難が生ずる。一般の土質力学の教科書の中では、砂と無機質シルトを同一視して論じているものが多いことを考えると、砂と粘土との中間的な土の性質を規定する粒度特性としては、シルト粒子を砂の一部とした方がよいように思われる。

図-14および図-15は、液性限界 w_L および塑性限界 w_P のおのおのに対する補正係数の変化状況を描いたものである。図-14によれば、 w_L が30%以下となると、 α , β の値が明瞭でなく、自然試料より求めた係数値が混合試料のものと同程度にはずれている。また図-15を見ると w_P の値の範囲が小さく、補正係数を w_P と関係づけることは困難のように思われる。

以上の結果から、実際の土質調査において、土の物理試験結果に基づいて q_u の測定値を補正するためには、

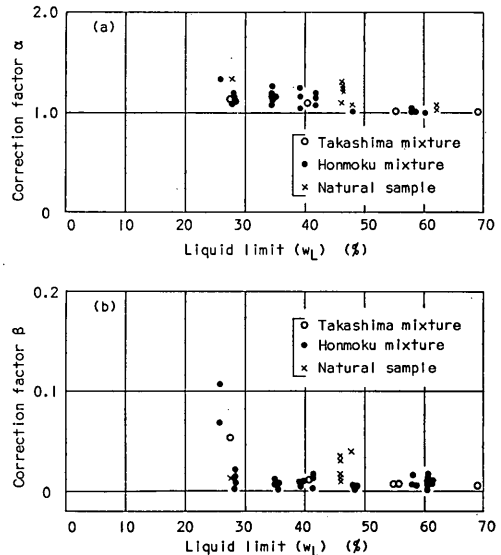


図-14 液性限界と α , β

砂分の多い粘性土の一軸圧縮強さ

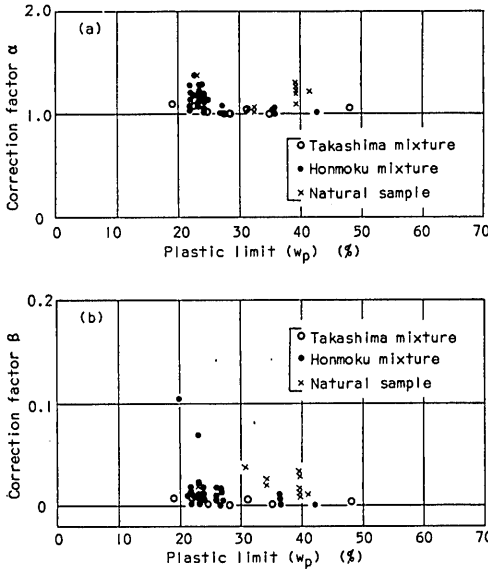


図-15 塑性限界と α, β

補正係数 α, β を粘土含有量または塑性指数と関係づけて決めるのが実用的であると思われる。

6.4 強度補正の限界

ここで扱っている測定 q_u 値の補正は、UU 試験の結果で $\phi_u=0$ の条件からはずれていることによっている。土のせん断強さを $\tau_f=c_u=q_u/2$ と考えるのは $\phi_u=0$ の条件を伴って成立することであるから、 $\phi_u \neq 0$ の実験結果によって $\phi_u=0$ の場合の補正をすることは両者が適合していないように見えるかも知れない。しかし、ここで考えるのは地下水位以下にあって本来飽和している土であり、これに対して土質工学的見地から非排水せん断の条件を考える以上は、補正した結果は当然 $\phi_u=0$ の条件と合っていないなければならない。つまり、実験より求めた $\phi_u \neq 0$ の結果は、せん断抵抗角というよりは加圧によって粘着力が増大することの現われと解釈すべきである。

4.3 の豊浦標準砂の試験結果の検討においても述べたが、飽和土に対して非排水条件におけるせん断強さを考えることが、常に正しくまた誤差があっても安全側であるとは言えない。拘束圧の小さな飽和砂における非排水条件のせん断強さは、普通に考えられる排水条件のせん断強さよりかなり大きい。したがって、ここで検討している補正に対しては当然ある限界を設けておかねばならない。

この適用限界を考えるさいには、図-16 に描いたようなベクトルカーブ¹⁴⁾を用いるのが分かりやすい。この図は

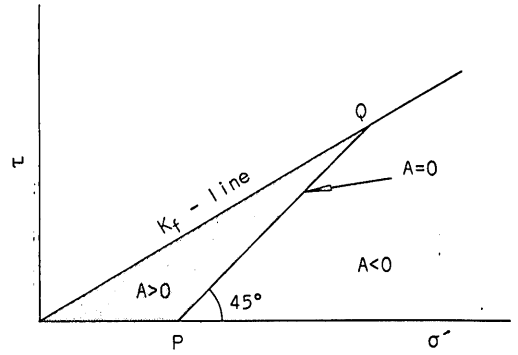


図-16 ベクトルカーブ

せん断過程における有効拘束圧とせん断応力の変化状況を表わすもので、ここに描く応力状態の軌跡は有効応力に関して描いたモールの応力円の頂点を連ねたものである。図中 K_f 線とあるのは、応力軌跡がこの直線に到達したときにせん断破壊が生ずることを表わすものである。

せん断過程における有効応力の値の変化は、せん断に伴って発生する間げき圧の値の変化に対応し、この間げき圧の大きさは間げき圧係数 A で表わされる。排水せん断においては、せん断による間げき圧が発生しないことが条件であるから $A=0$ となり、この場合の応力軌跡が図中の直線 PQ である。一方非排水せん断においては、せん断中に間げき圧が発生するので応力軌跡は一般には直線とはならないが、ここではせん断強さのみを問題にするので、せん断の出発点 P と応力軌跡が K_f 線に到達する点を結ぶ直線を考えればよく、この直線の傾度は破壊時の間げき圧係数 A_f の値で決まる。

粘性土といわれるものは $A_f > 0$ であることが一般に認められている。この場合には応力軌跡は図に $A_f > 0$ と示した領域にあり、したがってせん断強さ、すなわち応力軌跡と K_f 線の交点の縦座標は排水せん断における Q 点のものより小さい。一方、 $A_f < 0$ の場合にはこれと反対に、排水せん断強さは Q 点より右側の K_f 線上の点の縦距で表わされることになる。

以上のことから、 $A_f < 0$ の土に対する非排水せん断強さは排水せん断強さより大きくなり、このような土に対して $\phi_u=0$ の条件による粘着力を考えるのは危険であるということになる。したがって、ここで扱っている q_u の補正は $A_f \geq 0$ の土に限って適用すべきものである。

今回用いた本牧混合試料と自然試料に対する圧密非排水 (CU) 三軸圧縮試験、ならびに著者らがこれまでに

行なった他の自然試料の三軸 CU 試験の結果¹⁵⁾から求めた破壊時の間げき圧係数 A_f の値を図-17に示す。三軸 CU 試験における A_f を考えた理由は、原地盤中で平衡状態にある土が非排水せん断をうけるという条件に合っているためである。

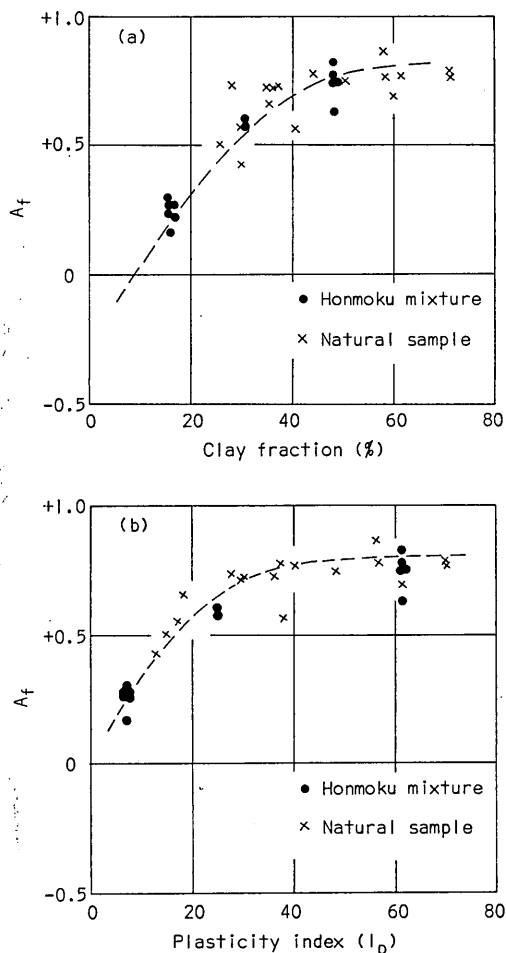


図-17 分類特性と A_f

図-17(a)は A_f と粘土含有量の関係で、図-17(b)は A_f と塑性指数の関係である。いずれも砂質土に近づくに従って A_f が小さくなる傾向を示している。豊浦標準砂に対する少数の三軸 CU 試験、ならびに在来の実験の報告^{14), 16)}などから判断すると、砂の A_f は $-0.2 \sim -0.3$ 程度と考えられるが、図-17(a)のプロットからみても、粘土含有量が10%近傍で $A_f=0$ となるようである。一方、 A_f と塑性指数の関係を外挿すると、 $I_p=0$ で $A_f=0$ となるように見える。

したがって、本報告で述べる q_u 測定値の補正は、粘

土含有量10%以下のものに適用してはならない。この適用限界を I_P について考えると、 $I_P < 0$ ということが無意味であり、しかも $I_P < 10$ の場合には測定値の信頼度が激減することも考えると、 I_P の値を以て適用の限界を規定することはできない。

前にも述べたように、港湾構造物設計基準²⁾においては砂含有量80%を砂質土と粘性土の境界と規定している。図-18は今回用いた試料について、粘土含有量と砂含有量の関係をプロットしたものである。この図からみるとプロットにかなりのばらつきはあるが、上述の適用限界としての粘土含有量10%はほぼ砂含有量80%に対応するようである。

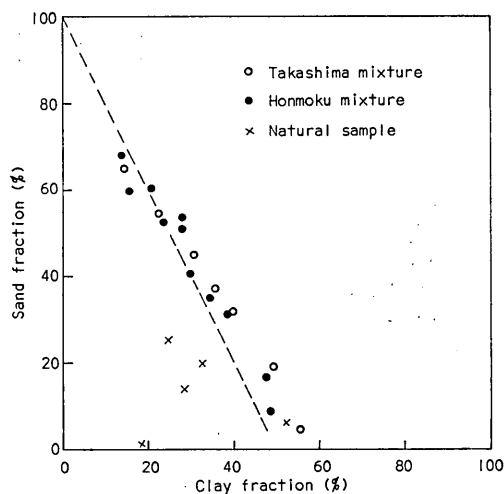


図-18 砂含有量と粘土含有量

したがって、ここで提案しようとする q_u の補正は港湾構造物設計基準と矛盾せず、基準で規定した粘性土のうち特に砂質土に近いものについて、 q_u の測定値を補正するというものである。

6.5 強度の補正方法

図-11および図-12によれば、補正係数 α 、 β の値は、粘土含有量が塑性指数のいずれかと関係つけて用いるのがよいと思われる。しかし、この両者によって規定される補正係数値が大巾に異なるとは実用上の判断を要することになるので、実用的補正法として提案するに当たって、補正係数値と粘土含有量および塑性指数のおおの値を適合させることが望ましい。

図-19は今回の実験に用いた試料について、粘土含有量と I_P の関係をプロットしたものである。かなりのばらつきはあるが、この両者の関係は図に描いた点線のように考えてもよいであろう。一方、図-11および図-12

砂分の多い粘性土の一軸圧縮強さ

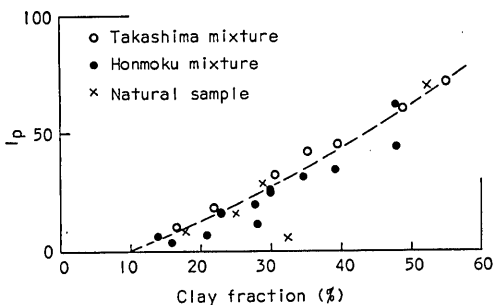


図-19 粘土含有量と I_p

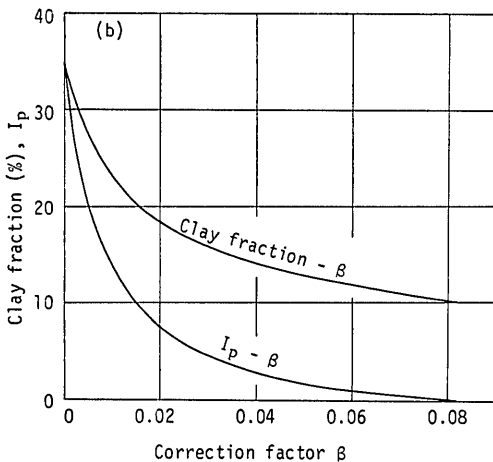
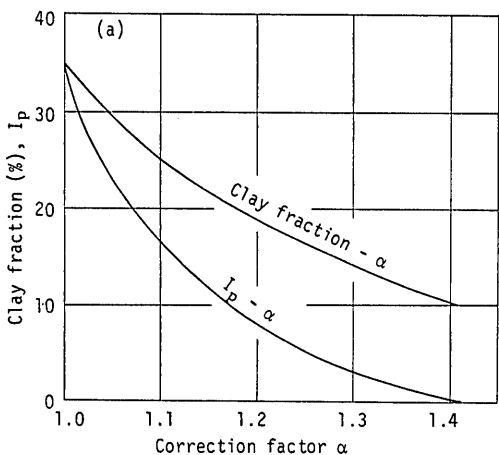


図-20 補正係数 α, β

に描いた点線は、図-19に描いた粘土含有量と I_p の関係と適合するようにして、補正係数と分類特性の関係を求めたものである。

図-11および図-12の各点線をまとめて描き直したものが図-20である。物理試験の結果から粘土含有量あるい

は I_p の値を求めれば、この図から補正係数の値を読み取ればよい。

図-20 および式(3)を用いて実際の補正を行なう際に考慮すべきことは、拘束圧の問題である。今回の実験における拘束圧がすべて等方圧であるのに対して、自然地盤中における拘束圧は一般に異方的であるとされているので、式(3)における σ_3 として土被り圧を考えるのは過大である。なお、式(3)の σ_3 は全応力であるから、実際に考えるべき圧力も浮力を差引かない全土被り圧という性質のものである。

対象となる圧力は拘束圧であるから、実際の場合には平均主応力 σ_m を考えればよいと思われる。今回の実験においては常に $\sigma_m = \sigma_3$ であるが、地盤中における σ_m は大主応力である鉛直方向圧 σ_v と小主応力となる水平方向圧 σ_h によって

$$\sigma_m = \frac{1}{3}(\sigma_v + 2\sigma_h) \quad (4)$$

と表わされる。有効応力で表わした主応力 σ_v' と σ_h' の関係は一般に $\sigma_v' = K\sigma_h'$ と表わされ、正規圧密地盤においては静止土圧係数 K_0 (≈ 0.5) がよく用いられる。しかし、図-11および図-12で描いた点線がプロットの下限値を連ねたものではないことも考え、 K_0 の代りに破壊時の有効主応力の比 K_f を用いることにする。

有効応力に関する破壊規準を採用すると、正規圧密状態のものはずべて $\tau_f = \sigma' \tan \phi'$ の形になるが、モールの応力図における破壊時の有効主応力比は次式で与えられる¹⁴⁾。

$$K_f = \frac{1 - \sin \phi'}{1 + \sin \phi'} \quad (5)$$

さて、水深 h_w (m) の海底面下 z (m) にある土の要素を考えると、そこに加わる有効主応力は

$$\sigma_v' = \gamma' z, \quad \sigma_h' = K_f \gamma' z \quad (6)$$

となる。 γ' は土の水中単位体積重量である。全応力に関する主応力は、式(6)の圧力に静水圧を加えて

$$\left. \begin{aligned} \sigma_v &= \sigma_v' + (h_w + z) \gamma_w \\ \sigma_h &= \sigma_h' + (h_w + z) \gamma_w = K_f \sigma_v' + (h_w + z) \gamma_w \end{aligned} \right\} (7)$$

となる。 γ_w は水の単位体積重量である。上式の主応力を $\sigma_h = K \sigma_v$ の形で表わせば、式(4)から平均主応力は

$$\sigma_m = \frac{1}{3} \sigma_v (1 + 2K) \quad (8)$$

となる。

今回の実験試料についての測定値などからみて、 q_u の補正を必要とする土については、 $\gamma' = 0.7 \text{ t/m}^3$, $\phi' = 35^\circ$ の標準値が考えられるが、これらの数値を用いて σ_v' , σ_h' , $K = \sigma_h / \sigma_v$ などを計算した結果を図-21に示す。こ

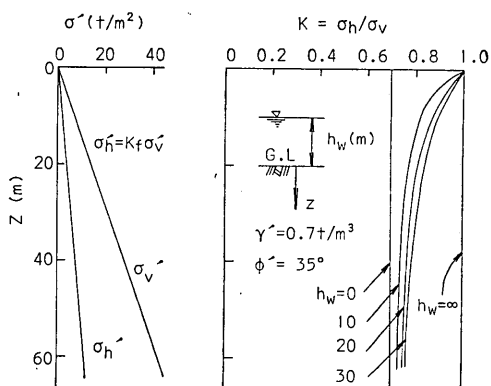


図-21 地盤中の主応力

の結果から分るように、 σ_h/σ_v の値は水深によって変化するが、その範囲は $K=0.7\sim 1.0$ であり、したがって平均主応力は

$$\sigma_m = (0.8\sim 1.0)\sigma_v$$

となる。

この計算例からみて、特に厳密な γ' や ϕ' の測定を行わない場合には $\sigma_m = 0.8\sigma_v$ と考えるべきであろう。したがって、実際に行なう補正は、図-20より求めた係数 α 、 β によって、次式を用いるべきである。

$$\tau_f = \alpha \left(\frac{q_u}{2} \right) + 0.8\beta\sigma_v \quad (9)$$

6.6 実 例

図-1に示した実例について、図-20および式(9)による補正を行なった。図-1は多数のボーリング調査結果をまとめて平均的な数値を示したものであったが、そのうちの4本のボーリング調査結果による q_u の深度分布が図-

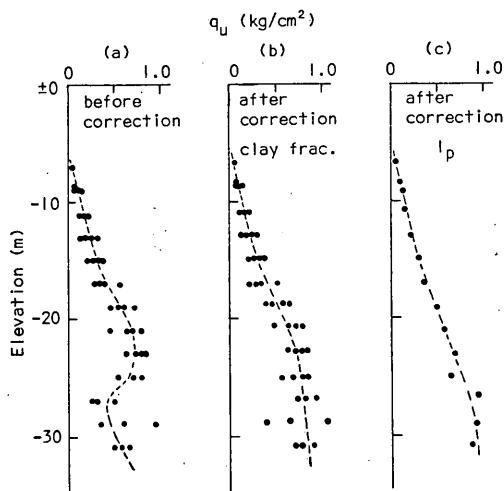


図-22 一軸圧縮強さの補正例

22(a)である。別に行なっている粒度分析試験の結果から粘土含有量を求めて補正したものが図-22(b)である。-25m以浅の土は粘土含有量が大きく、 $\alpha=1.0$ 、 $\beta=0$ となるので数値の変更はないが、-25m以深のものについては、補正によってかなり q_u 値が増大している。

図-22(c)は図-1に示してある数値に基づいて、 I_p によって q_u 値を補正したものである。(b)図は各ボーリングごとに補正を行なったものであるのに対して、(c)図は平均的な数値を用いているため、両者の補正後の q_u 値は必ずしも一致しているとは言い難いが、全体的に見れば砂分の多い土の q_u 値の分布がかなり実質的な変化をしている。

6.7 注 意 事 項

図-20より分るように、補正係数 α 、 β は粘土含有量および I_p の値が減少するにしたがってその値が大きくなる。6.4で述べたようにこの補正の適用限界は、粘土含有量10%までであり、 I_p に関しては一応 $I_p=0$ に対応する係数値が示されている。しかし、これら2つの分類特性は、おのおの測定上の問題点を含んでいる。

まず I_p については、砂質土に近づくに従って測定精度の信頼性が低下し、ついには測定不能になることである。 I_p を求めるためには液性限界 w_L および塑性限界 w_p の両者の値が必要となるが、砂質土に近づくに従って w_L の測定精度が低下し、 w_p のみが測定されるようになる。図-19にプロットした I_p の値についても、粘土含有量15%以下のもの値は或る程度の推定を必要とした。

一方、粘土含有量を求めるためには、粒度分析試験の精度を上げることが特に必要とされる。図-23は粒度分析試験結果の一例¹⁷⁾で、この3つの結果は同一試料について得られたものである。(a)の結果を出したある機関

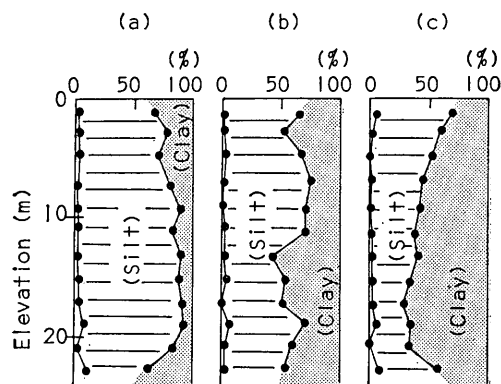


図-23 粒度分析試験結果の一例

が、分散操作を丁寧にやり直して得た結果が(b)である。(c)は他の機関が丁寧に分散を行なって得たものである。

粒度分析における土粒子の分散が不十分な場合は、粘土粒子が分散しないためにシルト粒子とされてしまうので、シルト含有量が大きく粘土含有量が小さく求められる。したがって、粒度分析における分散操作が不十分な場合には、粘土含有量を過小に見積もることになり、補正した q_u 値が過大となる危険性がある。図-23において深度19mの試料の場合を例にとると、(a)の結果では粘土含有量が10%となっているので、補正係数としては図-20における最大値を用いることになるが、(c)の結果によれば粘土含有量が64%となるため、 $\alpha=1.0$ 、 $\beta=0$ となり補正を行なわないことになる。

このように、 I_p を用いる場合には測定上の制限があり、粘土含有量を用いる場合には精度のよい粒度分析試験を行なわないと非常に危険なことになる。いずれにしてもこれらの物理試験の精度を向上することが強く望まれるが、実際に補正を行なうに当たっては、 I_p と粘土含有量の両者の関係を 図-19 と比較して判断することが必要であろう。

7. 結 論

本報告に述べた研究から次の結論が得られた。

(1) 砂質土と粘性土の中間的な粒度組成を持つ飽和土は、圧密終了後に拘束圧を除去することによって、飽和度および非排水せん断強さが低下する。

(2) この非排水せん断強度の低下割合は、砂質土に近づく程著しい。

(3) 砂質土に近い粘性土について測定した一軸圧縮強さは地盤中における粘着力より小さいが、拘束圧の除去に伴う減少分を補正することができる。

(4) 測定一軸圧縮強さの補正に用いる係数 α 、 β の値は、粘土含有量および塑性指数の関数として扱うことができる。

(5) この補正は粘土含有量が10%以下の土に適用してはならない。

(6) 粘土含有量によって補正係数を求める際には特に粘土の分散を慎重に行なった粒度分析試験結果を用いなければならない。

8. あとがき

今回の実験を行なうために多量の粘土試料を必要としたが、試料採取ならびに実験室への運搬の労をとって頂

いた第三港湾建設局の神戸調査設計事務所、境港工事事務所、ならびに第二港湾建設局、京浜港工事事務所の各位に深く感謝する。

実験に用いた混合試料の物理試験は土質部の小川富美子技官に担当して頂き、報告書の図面作成については土質部の勝野寿子技官に負うところが大きい。併わせて謝意を表する次第である。(1972年9月30日受付)

文 献

- 1) 倉田進, 藤下利男: 砂と粘土の混合土の工学的性質に関する研究, 運輸技術研究所報告, Vol. 11, No. 9, 1961年10月, pp. 389-424.
- 2) 日本港湾協会: 港湾構造物設計基準, 1972年1月, pp. 2-8.
- 3) 阪神外貿埠頭公団内部資料
- 4) 中瀬明男, 勝野克: 粒度組成と一軸圧縮試験の適用性, 第4回土質工学会研究発表会講演集, 土質工学会, 1969年6月, pp. 481-486.
- 5) D.H. Trollope and S.M. Zafar: A study of the shear strength of saturated sand, and sand/clay mixtures, in triaxial compression, Proc. 2nd Australia-New Zealand Conf. S.M.F.E., 1953, pp. 7-16.
- 6) セン断試験法委員会: 一軸圧縮試験, 土質試験法—第1回改訂版一, 第5編, 第2章, 土質工学会, 1969年9月, pp. 336-360.
- 7) A.W. Bishop and A.K.G. Eldin: Undrained triaxial tests on saturated sand and their significance in the general theory of shear strength, Geotechnique, Vol. 2, No. 1, 1950, pp. 13-32.
- 8) C.C. Ladd and T.W. Lambe: The strength of "undisturbed" clay determined from undrained tests, Laboratory shear testing of soils, ASTM, STP. No. 361, 1963, pp. 342-371.
- 9) 中瀬明男, 小林正樹, 兼近明男: 粘土の非排水せん断強度と変形係数, 港湾技術研究所報告, Vol. 11, No. 2, 1972年6月, pp. 243-259.
- 10) A.W. Skempton and V.A. Sowa: The behaviour of saturated clays during sampling and testing, Geotechnique, Vol. 13, No. 4, 1963, pp. 269-290.
- 11) I. Noorany and H.B. Seed: In-situ strength characteristics of soft clays, Jour. of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol. 91, No. SM2, Mar. 1965, pp. 49-80.

- 12) 奥村樹郎：粘土試料の攪乱に関する研究（第2報）
 ——不飽和粘土のサンプリングに伴う応力変化につ
 いて——，港湾技術研究所報告，Vol. 8, No. 3,
 1969年9月，pp. 77-98.
- 13) A. Nakase: The $\phi_u=0$ analysis of stability and
 unconfined compression strength, Soils and
 Foundations, Vol. 7, No. 2, JSSMFE, Mar. 1967,
 pp. 33-50.
- 14) T.W. Lambe and R.V. Whitman, Soil Mecha-
 nics, John Wiley and Sons, 1969, pp. 390-522.
- 15) 土性研究室内部資料（未発表）
- 16) L. Bjerrum, S. Kringstad and O. Kummeneje:
 The shear strength of fine sand, Proc. 5th Inter.
 Conf. S.M.F.E., Vol. 1, 1961, pp. 29-37.
- 17) 土質試験課内部資料（未発表）

記 号 表

A	: Skempton の間げき圧係数
A_f	: 破壊時における Skempton の間げき圧係数
B	: Skempton の間げき圧係数
CD	: 圧密排水試験
CU	: 圧密非排水試験
c'	: 圧密非排水試験による有効応力に関する粘着 力 (kg/cm^2)
c_u	: 非排水せん断強度（いわゆる粘着力） (kg/cm^2)
c_{cu}	: 圧密非排水試験による全応力に関する粘着力 (kg/cm^2)
c/p	: 圧密による非排水せん断強度の増加割合
e_i	: 初期間げき比
f	: 実験定数
G_s	: 土粒子の比重
h_w	: 水深 (m)
I_P	: 塑性指数
K	: 土圧係数
K_f	: 破壊時の有効主応力の比
K_0	: 静止土圧係数

m	: 実験定数
n	: 実験定数
q_u	: 一軸圧縮強度 (kg/cm^2)
S_r	: 飽和度 (%)
UU	: 非圧密非排水試験
u	: 間げき水圧 (kg/cm^2)
Δu	: 間げき水圧の変化量 (kg/cm^2)
w	: 含水比 (%)
w_L	: 液性限界 (%)
w_P	: 塑性限界 (%)
z	: 深度 (m)
α	: 補正係数
β	: 補正係数
γ'	: 水中単位体積重量 (t/m^3)
γ_t	: 湿潤単位体積重量 (t/m^3)
γ_w	: 水の単位体積重量 (t/m^3)
ε	: 軸ひずみ (%)
θ	: 実験定数
σ'	: 有効応力 (kg/cm^2)
σ_b	: バックプレッシャー (kg/cm^2)
σ_h	: 水平方向の全応力 (kg/cm^2)
σ_m	: 平均主応力 (kg/cm^2)
σ_v	: 鉛直方向の全応力 (kg/cm^2)
σ_h'	: 水平方向の有効応力 (kg/cm^2)
σ_v'	: 鉛直方向の有効応力 (kg/cm^2)
$\Delta\sigma$: 全応力の変化量 (kg/cm^2)
σ_1	: 軸圧 (kg/cm^2)
σ_3	: 側圧 (kg/cm^2)
$(\sigma_1 - \sigma_3)_f$: 破壊時の主応力差 (kg/cm^2)
τ_f	: せん断強度 (kg/cm^2)
ϕ'	: 圧密非排水試験による有効応力に関するせん 断抵抗角 ($^\circ$)
ϕ_{cu}	: 圧密非排水試験による全応力に関するせん断 抵抗角 ($^\circ$)
ϕ_a	: 圧密排水試験によるせん断抵抗角 ($^\circ$)
ϕ_u	: 圧密非排水試験による全応力に関するせん断 抵抗角 ($^\circ$)