

運輸省港湾技術研究所

# 港湾技術研究所 報告

---

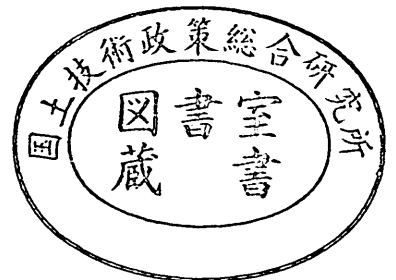
---

REPORT OF  
THE PORT AND HARBOUR RESEARCH  
INSTITUTE  
MINISTRY OF TRANSPORT

---

VOL. 28      NO. 3      SEPT. 1989

NAGASE, YOKOSUKA, JAPAN



# 港湾技術研究所報告 (REPORT OF P.H.R.I.)

第28巻 第3号 (Vol. 28, No. 3), 1989年9月 (Sept. 1989)

## 目 次 (CONTENTS)

1. 共振集波効果を応用した直立消波ケーソンの原理と水理特性  
..... 高橋重雄・木村克俊・田中 智..... 3  
(Wave Concentration Principle and Its Application for a New  
Wave Absorbing Caisson  
..... Shigeo TAKAHASHI, Katsutoshi KIMURA and Satoru TANAKA)
2. 海底地盤の波浪による液状化—現地観測および解析—  
..... 善 功企・山崎浩之・佐藤 泰.....29  
(Wave-induced Liquefaction in Seabed—Field Observation and Analysis—  
..... Kouki ZEN, Hiroyuki YAMAZAKI and Yasushi SATO)
3. 遠心模型実験の計画と結果の信頼性—支持力に関する国際比較実験例—  
..... 寺師昌明・遠藤敏雄・北誥昌樹.....59  
(Planning of Model Tests and Reliability of Test Results  
—Bearing Capacity of a Circular Foundation on Sand—  
..... Masaaki TERASHI, Toshio ENDOH and Masaki KITAZUME)
4. 一軸圧縮試験と三軸試験を併用した新しい粘性土地盤の強度決定法  
..... 土田 孝・水上純一・及川 研・森 好生.....81  
(New Method for Determining Undrained Strength of Clayey Ground  
by Means of Unconfined Compression Test and Triaxial Test  
..... Takashi TSUCHIDA, Jun-ichi MIZUKAMI, Ken OIKAWA and Yoshio MORI)
5. 腐食鋼矢板の補修工の耐力特性..... 清宮 理・野口孝俊・横田 弘... 147  
(Mechanical Properties of Repaired Steel Sheet Piles  
..... Osamu KIYOMIYA, Takatoshi NOGUCHI and Hiroshi YOKOTA)

## 4. 一軸圧縮試験と三軸試験を併用した新しい 粘性土地盤の強度決定法

土田 孝\*・水上 純一\*\*・及川 研\*\*\*・森 好生\*\*\*\*

### 要 旨

いくつかの乱さないサンプリングによる粘土試料を用い、三軸試験によって非排水強度を求め一軸圧縮強度と比較した。また、試料の乱れの影響を検討するための一連の試験を実施した。主な結論は次の通りである。

- (1) SHANSEP 法の強度は、全体として現行の  $q_u$  法の強度よりも小さい。したがって SHANSEP 法は地盤の強度を過小評価すると考えられる。
- (2) 現行の  $q_u$  法による粘性土の強度  $\overline{s_u}$  とベールラム一半沢法の強度  $s_{u1}$  の関係は、試料の乱れの程度によって次の3通りの場合がある。

- (a)  $\overline{s_u} > s_{u1}$
- (b)  $\overline{s_u} = s_{u1}$
- (c)  $\overline{s_u} < s_{u1}$

通常の深度の粘土地盤については、(b)のように両者がほぼ等しい場合が多い。一方、深度の大きい洪積粘土地盤では(a)や(c)のような場合が現れやすい。今回の試験結果では、ベールラム一半沢法の強度  $s_{u1}$  は安定した値を示すのに対して、 $\overline{s_u}$  は変動が大きい。個々の供試体について検討した結果、(a)のケースは試料の乱れが非常に小さかった場合、(b)のケースは試料の乱れが普通の場合、(c)のケースは乱れが大きい場合に相当すると推定された。

- (3) 過去のわが国の粘性土地盤の破壊事例の解析結果では、 $q_u$  法の強度およびベールラム一半沢法の強度が適切な安全率を与えることが多く報告されている。今回の試験結果から、これは通常のサンプリングでは試料の乱れの程度が「適度」であり、上記の(b)のケースに相当しているためであると考えられる。ここで、乱れが「適度」であるとは、試料採取時の乱れによって  $q_u$  の平均値の低下する割合が、強度異方性や時間効果など  $q_u$  が地盤の強度を過大に評価する要因と、うまくバランスがとれていることを意味するものである。このような場合には、 $q_u$  法の強度は地盤強度として適切な値を示しているといえるが、(a)の場合は乱れが「適度」よりも小さいため  $\overline{s_u}$  が地盤の強度を過大に評価し、(c)の場合は乱れが「適度」よりも大きいため  $\overline{s_u}$  が地盤の強度を過小に評価することになると推定される。
- (4) 本研究で、強度を求めるための実用的な三軸試験として簡易 CU 試験を新たに定義した。簡易 CU 試験の強度  $s_{u2}$  とベールラム一半沢法の強度にはほぼ次のような関係がある。

$$s_{u1} = 0.75 s_{u2}$$

\* 土質部 主任研究官 (海洋土質担当)

\*\* 土質部 土性研究室

\*\*\* 関西空港建設事務所 技術課長

\*\*\*\* 第二港湾建設局横浜調査設計事務所 所長

この関係を用いると  $\overline{s_u}$  と  $s_{u2}$  との関係は試料の乱れの程度に対応して次のように表すことができる。

- (a) 乱れが小さい場合  $\overline{s_u} > 0.75 s_{u2}$
- (b) 乱れが適度の場合  $\overline{s_u} = 0.75 s_{u2}$
- (c) 乱れが大きい場合  $\overline{s_u} < 0.75 s_{u2}$

ただし、これらの関係は粘性土に対してのものであり、中間土と呼ばれる低塑性の土や砂分が多い土についてはまだ適用できない。

- (5) 試料採取時の乱れが非常に大きいと、ペーラム一半沢法や簡易 CU 試験の再圧縮過程において体積ひずみや含水比の低下量が大きくなる。乱れが「練り返し型」で非常に大きい場合、ペーラム一半沢法の強度と簡易 CU 強度は、本来の強度を最大15%過大に評価する可能性がある。
- (6) 以上の検討結果にもとづいて、一軸圧縮試験と三軸圧縮試験を併用した新しい粘性土地盤の強度決定法として、次の方法を提案する。

各シンウォールチューブについて3本の一軸圧縮試験と1本の簡易 CU 試験を行なう。 $q_u/2$  の平均値  $\overline{s_u}$  と簡易 CU 強度  $s_{u2}$  の関係を求め、次の基準によって試料の乱れの程度を判定して設計に用いるべき強度を決定する。

(I)  $\overline{s_u} \geq 0.80 s_{u2}$  の場合

乱れは小さいと判定される。 $\overline{s_u}$  は過大な強度である可能性があるが、これまで  $q_u$  法の強度が多くの実績を持っていることや、通常安定解析の安全率が1.2であることを考え、 $\overline{s_u}$  を設計に用いる。ただし、注意深い施工が必要である。

(II)  $0.80 s_{u2} \geq \overline{s_u} > 0.70 s_{u2}$  の場合

乱れは適度のレベルであると判定される。設計には  $\overline{s_u}$  または  $0.75 s_{u2}$  を用いる。

(III)  $0.70 s_{u2} \geq \overline{s_u} > 0.60 s_{u2}$  の場合

乱れはやや大きいと判定される。設計には  $0.75 s_{u2}$  を用いる。

(IV)  $\overline{s_u} \leq 0.60 s_{u2}$

乱れは非常に大きいと判定される。サンプリングをやり直すか、あるいは  $0.65 s_{u2}$  を用いる。ただし、乱れがクラック型であると確認できる場合は  $0.75 s_{u2}$  を用いてよい。

新しい方法は、現在の方法に比べ試料の品質を考慮した点で優れており、本方法を用いることによって、より信頼性の高い粘性土地盤の強度の決定が可能になると考えられる。

- (7) 大阪湾泉州沖の大深度から採取した試料の一軸圧縮試験結果をみると、深度70m以深から採取した試料の乱れは主にクラック型であると考えられる。これらの試料について  $\overline{s_u}$  と簡易 CU 強度の関係を比較した結果、全体として、試料の乱れの程度は適度のレベルよりもやや大きいと判定された。

キーワード：粘性土，せん断強さ，三軸圧縮試験，一軸圧縮強度，試料の乱れ，異方性，圧密非排水せん断，軟弱地盤

## 4. New Method for Determining Undrained Strength of Clayey Ground by Means of Unconfined Compression Test and Triaxial Test

Takashi TSUCHIDA\*  
Juh-ichi MIZUKAMI\*\*  
Ken OIKAWA\*\*\*  
Yoshio MORI\*\*\*\*

### Synopsis

The half of the mean unconfined compression strength  $\bar{q}_u/2$  have been routinely used as the undrained strength of the clayey ground in Japan. However, it is well known that  $\bar{q}_u/2$  underestimates the strength, when the sample is disturbed seriously in the sampling process. Unconfined compression tests and more than 300 triaxial tests of undisturbed samples were carried out. The undrained strength of the clayey ground were obtained by 3 existing methods, mean  $\bar{q}_u$  method, Bjerrum-Hanzawa method and SHANSEP method. Finally, a new simple method for determining the undrained strength of the clayey ground is proposed. In this method, 3 unconfined compression tests and a "simple CU (consolidated undrained) triaxial compression test" are carried out with each thin wall tube sample. Comparing the mean strength of  $\bar{q}_u/2$  to the strength of the simple CU test,  $s_{u2}$ , the quality of the sample and the strength to be used in the stability analysis  $s_u^*$  are determined as follows:

- (a)  $\bar{q}_u/2 \geq 0.80 s_{u2}$ : the sample disturbance is small.  $\bar{q}_u/2$  overestimates the strength because of the strength anisotropy and the time effect.  $s_u^* = 0.75 s_{u2}$
- (b)  $0.80 s_{u2} > \bar{q}_u/2 \geq 0.70 s_{u2}$ : the sample disturbance cancels the effect of the strength anisotropy and the strain rate.  $s_u^* = \bar{q}_u/2$  or  $0.75 s_{u2}$
- (c)  $\bar{q}_u/2 < 0.70 s_{u2}$ : the sample disturbance is large.  $\bar{q}_u/2$  underestimates the strength.  $s_u^* = 0.65 s_{u2}$  (in case of "remolding type disturbance"), and  $s_u^* = 0.75 s_{u2}$  (in case of "crack type disturbance")

**Key Words:** Cohesive Soil, Shear Strength, Triaxial Compression Test, Unconfined Compression Test, Sample Disturbance, Anisotropy, Consolidated Undrained Shear, Soft Ground

---

\* Senior Research Engineer, Geotechnical Engineering Division.

\*\* Member, Soil Mechanics Laboratory, Geotechnical Engineering Division.

\*\*\* Chief, Engineering Division, Office of Construction, Kansai International Airport, Corp.

\*\*\*\* Chief, Office of Research and Design, Second Port Construction Bureau, Ministry of Transport.

## 目 次

要 旨	81
1. はじめに	85
2. 一軸圧縮強度による粘性土地盤の強度の決定法とその問題点	85
3. 三軸試験による粘性土地盤の強度決定法に関する既往の研究と本研究の目的	88
3.1 三軸 UU 試験による強度	89
3.2 SHANSEP 法	90
3.3 再圧縮法	90
3.4 本研究の目的	92
4. 乱さない自然試料を用いた強度試験	93
4.1 試験方法	93
4.2 大阪湾の粘土による試験結果	95
4.3 東京湾の粘土による試験結果	108
5. $q_u$ 法による強度と三軸試験を用いた方法による強度の関係	116
5.1 各強度間の関連性	117
5.2 試料の乱れ, 強度の異方性および時間効果が一軸圧縮強度に及ぼす影響	118
5.3 試料の乱れと $q_u$ 法の強度の関係	119
6. 乱れの大きい粘土試料における再圧縮の効果	122
6.1 試料と実験方法	123
6.2 実験結果	125
6.3 乱れの大きい試料に再圧縮法を適用した事例	129
6.4 まとめ	132
7. 粘性土地盤の非排水強度決定における新しい提案	132
7.1 乱れの程度と安定解析に用いられるべき地盤強度の関連	132
7.2 新しい強度決定法の提案	133
8. 大阪湾泉州沖の大深度から採取された洪積粘土の強度に関する検討	135
8.1 試験方法	135
8.2 一軸圧縮試験と三軸 UU 試験の結果	135
8.3 三軸 CIU 試験の結果	139
9. 結 論	143
10. あとがき	144
参 考 文 献	144
主 要 記 号 表	145

## 1. はじめに

我が国の臨海地区の建設工事においては、軟弱地盤対策がきわめて大きな問題である。軟弱地盤地域では、地盤改良のためのコストが港湾施設の全建設費用の40~70%を占めているとされている。このような軟弱地盤の強度を決定する方法としては、現在のところ一軸圧縮試験による強度の平均値を用いるのが普通である。しかし、一軸圧縮試験は乱れの影響を不可避免的に受けるなどの問題点が存在することが指摘されてきた。粘性土地盤の強度を決定する手段は一軸圧縮試験に限られるものではなく、たとえば三軸試験や一面せん断試験などの室内試験、標準貫入試験（N値）、コーン貫入試験、ベーンせん断試験などの原位置試験などがある。この中で標準貫入試験はもっともよく普及しているが、軟弱な粘性土の強度についてはN値の信頼性がかなり低いものであることは周知の事実である。また、標準貫入試験以外の原位置試験によって求められた強度は、結局一軸圧縮強度に換算されて用いられるのが普通である。一方、三軸試験は近年非常に普及してきた試験法であるが、試験法および試験結果の解釈が一軸圧縮試験の場合に比べて難しいために、実務へ適用された実績は少ない。このように現状では一軸圧縮試験以外に軟弱粘性土地盤の強度を決定する有力な方法が無いといえる。

本報告は、三軸試験によって設計に用いることのできる強度を決定する方法について述べたものである。本報告ではまず従来の一軸圧縮強度による方法の根拠を再検討するとともに、その問題点を明らかにする。次に三軸試験によって強度を求めることの工学的な意義を検討し、新しい強度決定法を提案するものである。

## 2. 一軸圧縮強度による粘性土地盤の強度の決定法とその問題点

一般に、粘性土地盤の非排水せん断強度は一軸圧縮強度  $q_u$  の平均値  $\bar{q}_u$  の2分の1として求められている。以下に、 $q_u/2$  の平均値をもって粘性土地盤の強度とする現行の方法を  $q_u$  法と呼ぶことにし、その背景と問題点を検討する。

中瀬は、我が国の軟弱地盤における多くのすべり破壊事例を解析し、固定ピストン式のシンウォールサンプラーによって注意深く採取された乱さない試料を用いて得られる  $q_u$  の平均値の1/2を非排水せん断強度とすると、破壊事例がよく説明できることを示した<sup>1)</sup>。同様に、松尾は  $q_u/2$  の平均値を用い通常の円形すべり解析を行うと、すべり破壊事例の安全率は0.9~1.1の範囲で計算さ

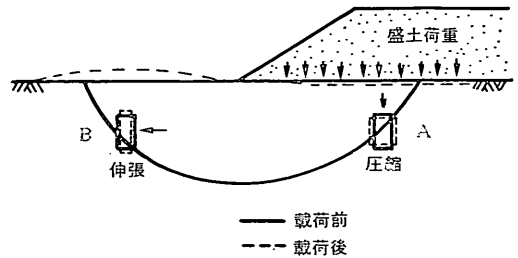


図-1 強度の異方性

れることを示した<sup>2)</sup>。

一方、最近20年間に於いて粘性土の非排水せん断強度に関して種々の研究が行われた結果、 $q_u/2$  の平均を用いて地盤を代表する非排水せん断強度とするには、粘性土の強度に影響するいくつかの要因について十分考慮する必要があることが明らかになっている。これらをまとめると次のようになる<sup>3),4)</sup>。

- ① 試料採取による応力解放やサンプリング時の機械的な乱れによって強度が低下する。
- ② すべり面の位置によって発揮されるせん断強度が異なる。図-1を例にとると、盛土の直下のA点では地盤は圧縮状態であるが、のり先のB点では伸張状態であり、A点とB点では非排水強度が異なる。一般に圧縮強度はすべり面の平均的な強度よりも大きい。(強度の異方性)
- ③ 非排水せん断強度はせん断速度によって異なるが、一軸圧縮試験のせん断速度は実際に破壊が起こるときの速度よりもはるかに急速である。(時間効果)
- ④  $q_u$  の半分を非排水せん断強度としているが、これはすべり面の角度を  $45^\circ$  と仮定したものである。実際には試験時のすべり面が  $45^\circ$  でない。
- ⑤ 一軸圧縮試験は軸対称応力条件であるが、実際の地盤では1方向の変形が拘束された平面ひずみ応力条件の場合が多い。一般に、土は平面ひずみ条件の場合の方が、軸対称応力条件の場合より強度が大きい。

これらの個々の要因の影響をそれぞれ  $q_u$  に関する補正係数として  $c_1 \sim c_5$  で表すならば、設計に用いられるべき地盤の代表的な非排水せん断強度  $s_u^*$  は次式によって表すことができる<sup>3)</sup>。

$$s_u^* = (\bar{q}_u/2) \times c_1 \times c_2 \times c_3 \times c_4 \times c_5 \quad \dots\dots(1)$$

ここに  $c_1$ : 試料採取時の乱れによる強度の低下に関する補正係数。  $c_1 > 1.0$

$c_2$ : 強度の異方性に関する補正係数。  $c_2 < 1.0$

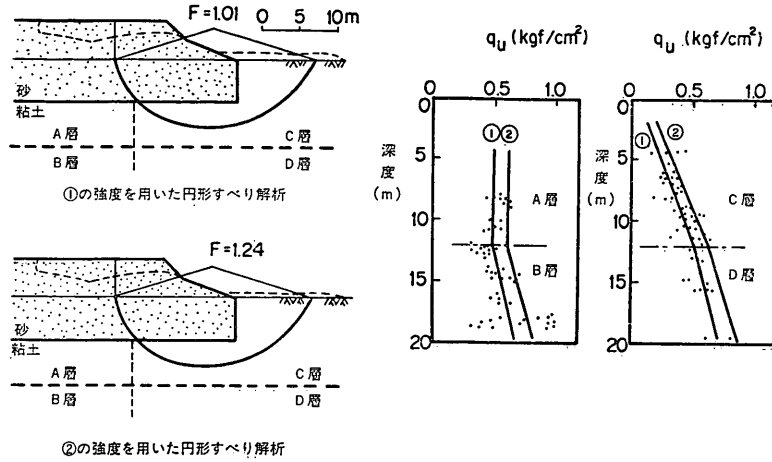


図-2 港湾構造物の破壊事例の解析 (中瀬<sup>1)</sup>)

- $c_3$ : せん断速度に関する補正係数。 $c_3 < 1.0$
- $c_4$ : すべり面の角度を $45^\circ$ と仮定することによる誤差に関する補正係数。 $c_4 < 1.0$
- $c_5$ : 軸対称応力条件と平面ひずみ応力条件の違いに関する補正係数。 $c_5 > 1.0$

さて、中瀬や松尾らによって報告されたすべり破壊事例の逆解析結果は、一軸圧縮強度の平均値  $\bar{q}_u$  の2分の1が地盤の非排水せん断強度として適切であることを示した。たとえば、図-2 は中瀬によって示された干拓堤防のすべり破壊事例であるが、 $q_u$  の平均値 (図の①のカーブ) を用いた解析で安全率がほぼ1.0となり、 $q_u$  は乱れによって強度が低下するという理由から  $q_u$  の上限値 (図の②のカーブ) を用いると、安全率が過大に評価するとされている。これらの事例解析から得られた結果は次式で表される。

$$s_u^* = (\bar{q}_u / 2) \quad \dots\dots(2)$$

実験室内での精密な研究から求められた(1)式と、実際のすべり破壊の逆解析から求めた(2)式とが、両者ともに成立するとするならば、次のような関係が示唆されることになる。

$$c_1 \times c_2 \times c_3 \times c_4 \times c_5 = 1 \quad \dots\dots(3)$$

(3)式は、一軸圧縮強度に影響を及ぼす各要因が、幸運にもうまくバランスがとれていることによってそれぞれの影響が相殺され、結果として  $\bar{q}_u / 2$  が粘性土地盤を代表とする強度として適切な値を与えていることを示している。松尾は、(3)式の関係性を Lucky harmony と呼び、(1)式の中の特定の要因 (たとえば乱れだけとか、強度異方性だけとか、時間効果だけなど) について補正することは、 $q_u$  法が前提としている (3)式の調和を崩すので、

十分に注意が必要であるとした<sup>2)</sup>。

半沢は、(1)式の5つの要因の中で、④のすべり面の角度を $45^\circ$ とする仮定と、⑤の平面ひずみ条件と軸対称条件の違いの影響とについて定量的に考察した。半沢は、いくつかの粘性土についてこれまで報告されているデータをまとめた結果から、この2つの要因はほぼ相殺されていることを指摘した<sup>5)</sup>。これは

$$c_4 \times c_5 = 1 \quad \dots\dots(4)$$

と表わされる。(4)式が成り立つならば、 $q_u$  法が成立する条件である(3)式は、次のように簡略化される。

$$c_1 \times c_2 \times c_3 = 1 \quad \dots\dots(5)$$

(5)式は、一軸圧縮強度が試料採取による乱れのために低下する効果と、強度異方性や時間効果によって強度を過大評価している効果が相殺するという条件を表している。

以上のように、現在広く用いられている  $q_u$  法の理論的背景は、(3)式あるいは(5)式で示される Lucky harmony の成立であるといえる。しかし、一方、 $q_u$  法にはいくつかの重要な問題が存在する。

$q_u$  法の大きな問題は、乱れによる強度低下の影響すなわち(3)、(5)式中の係数  $c_1$  についてまだ十分解明されていないことである。Ladd<sup>6)</sup> や奥村<sup>7)</sup> は、試料採取時の乱れに関する一連の研究を行ない、乱れの影響が試料の塑性や粒度、サンプリングの技術によって異なることを明らかにした。したがって、係数  $c_1$  は一軸圧縮試験に供される個々の土試料において異なってくるのが予想される。図-3 は、同一の地盤で複数の調査者によって報告された  $q_u$  の平均値を比較した例である。図のように、調査者によって  $q_u$  の平均値は最大25%程度異なっ



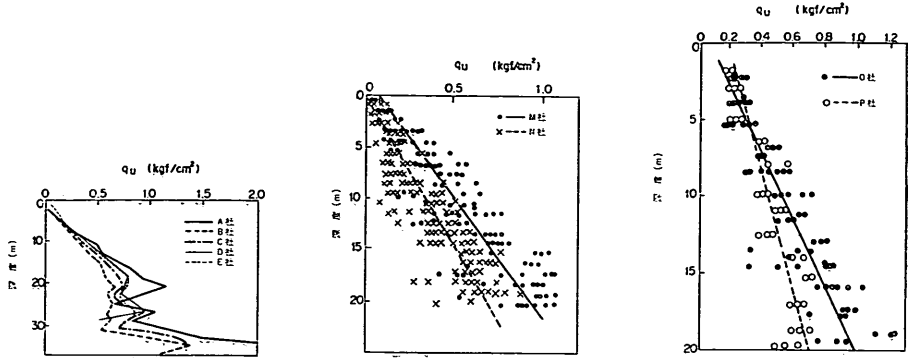


図-3  $q_u$  の調査者による相違 (土田他<sup>8),9)</sup>)

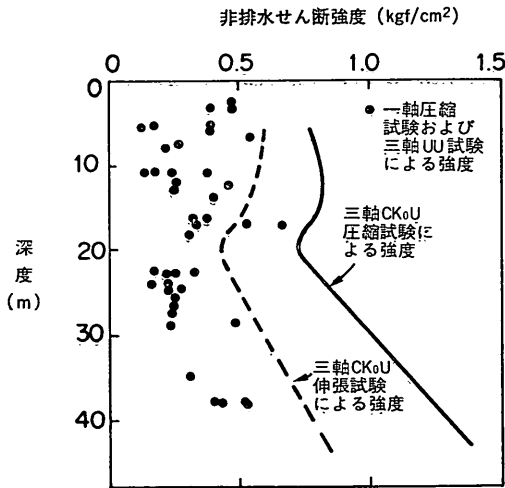


図-4  $q_u$  および三軸 UU 試験の強度と三軸試験の強度の関係 (D'Appolonia 他<sup>10)</sup>)

ているが、種々の検討の結果この相違はサンプリング技術の違いによって試料の乱れの影響が異なるためであると推定された<sup>8),9)</sup>。このような事例からも、(3)、(5)式における係数  $c_1$  が一定でなく、調査者の技術に依存していることが確かめられる。

図-4 は、米国マサチューセッツ工科大学 (MIT) の試験フィールドにおいて各種の試験による強度の比較を示したものである<sup>10)</sup>。この試験フィールドの地盤は、ポストブルークレーと呼ばれる粘土地盤が厚く堆積しており、軟弱粘土の力学特性に関する多くの研究が過去に行われている。図をみると、一軸圧縮強度および三軸 UU 試験の強度は、現地の土かぶり圧で  $K_0$  圧密した時の三軸圧縮強度、伸張強度よりも小さい。図-4 を発表した

D'Appolonia によると、複数の調査者によって報告された  $q_u$  および三軸 UU 試験の強度には差がみられず、また試験フィールドで実施された盛土試験の結果から逆算した地盤の非排水せん断強度は三軸  $CK_0U$  の強度に近かった。したがって、この地盤においては、 $q_u$  や三軸 UU 試験の強度が地盤の強度をかなり過小に評価していると報告されている。このように、土性によっては乱れによる強度低下が非常に大きいため、 $q_u$  や三軸 UU 試験の強度を用いた場合はサンプリング技術に関係なく (3)、(5)式のような関係が成立しない場合がありうると考えられる。

以上のように、 $q_u$  法を支える (3) 式の関係がサンプリング技術や土性に依存するという事は、実績や経験の少ない地盤に対して  $q_u$  法を適用しようとする場合に、その妥当性を何らかの方法で確認する必要があるということである。実績や経験の少ない例としては、大水深あるいは大深度における地盤の強度の評価の問題がある。近年、建設プロジェクトが大型化し、大水深かつ大深度の土の強度が問題となる場合が増えているが、大水深や大深度から採取された粘土試料の  $q_u$  が、通常の場合と同様に地盤の強度を正しく評価しているという根拠は無いと考えられる。たとえば、中瀬の事例研究で用いられた破壊事例は、ほとんど深度が25m前後の沖積地盤であり、大深度の粘土地盤の強度についての  $q_u$  法の適用性を確認した研究はこれまでに見られない。

もうひとつの  $q_u$  法の問題点は、一般に  $q_u$  値のばらつきが大きいことである。大きなばらつきは、地盤の強度自体のばらつきの他に、サンプリング時の乱れの程度の差によるばらつきを含むことが原因である。図-2 の中瀬の研究が示したように、地盤強度の評価値としての  $q_u$  は、ばらついているデータの平均値として工学的

な意味がある。しかし、 $q_u$  値のばらつきが多いことは、他の原位置試験によるデータなどとの相関をとって利用する場合に非常に不便である。また、 $q_u$  を用いて、地盤強度のばらつきを考慮した信頼性設計を導入しようとする、本来の地盤強度のばらつきとサンプリング時の乱れによるばらつきとを分離しなければならないという困難な問題が生じる。

$q_u$  値における乱れの影響が不明確であること、および  $q_u$  値のばらつきが大きいことは、新しい試験法や調査法の導入においてもしばしば問題になる。一般に、新しい試験法や調査法を導入する場合には、既存の方法と関連性を明確にしておく必要がある。しかしながら、地盤の強度定数である  $q_u$  の平均値が、調査者のサンプリング技術や土性に依存しその力学的な意味があいまいであること、ばらつきが大きいことが、このような関連づけを困難にしている。近年の調査試験技術の著しい進歩にもかかわらず、粘性土地盤の非排水強度の決定法が20年以上にわたりほとんど変化していない原因は、 $q_u$  法のもつこれらの問題点にあると考えられるのである。このことは、新しい分野である地震時の液状化に対する検討において、振動三軸試験法などの新しい技術が実務に導入されつつあることと対比をなしている。

$q_u$  法の第3の問題点は、国際的にみた場合に必ずしも一般的とはいえないことである。たとえば、Lambe と Whitman (米国 MIT 教授) による土質力学の教科書には一軸圧縮強度について次のように記述されている<sup>22)</sup>。

「一軸圧縮試験は、たとえ良質の試料であっても、サンプリング中の試料の乱れのために、通常は原位置の非排水強度を過小に評価し、しばしば半分かそれ以下の強度になる。」

このほか、ヨーロッパでは、現場ベーンせん断試験によって強度を決定する方法が広く用いられている。国際化が進む中で、わが国で広く用いられている  $q_u$  法について、理論的な背景および他の強度決定法との関連性を明らかにしておくことは重要である。

さて、 $q_u$  法は上記のように重要な問題を含んでいることを述べたが、これは決して多くの実績を持つ  $q_u$  法を否定しようとするものではない。ただし、現在のように、 $q_u$  法が粘性土地盤の「唯一の」決定法となることが望ましくないと考えるのである。

$q_u$  法に代わる強度決定法としては、次の条件を満たすことが望ましいと考えられる。

- ・力学的な意味がはっきりしている。
- ・ばらつきが少ない。

- ・試験が簡単であり試験者による差が現れにくい、または差が現れた場合に定量的に評価できる。

このような強度定数が地盤の基本的な強度定数として設定されるならば、 $q_u$  法はこの基本強度定数に対するインデックスあるいは簡便法として、適用条件や適用範囲を限定して用いることができる。また、このような位置づけが  $q_u$  法にとってもっともふさわしいと考えられる。

新しい強度決定法として、本研究では三軸試験を用いる方法を検討した。三軸試験は、約25年前にわが国に導入されて以来急速に普及した試験法である。しかし、一軸圧縮試験に比べ大きな長所を持ちながら、三軸試験で得られたデータが実務に用いられた事例は、非常に少ないのが現状である。これは、三軸試験のデータを実際の設計において適用する方法がこれまで十分に研究されていないことによると考えられる。

本報告は、このような観点から、三軸試験を活用することによって合理的に粘性土地盤の強度を決定する実用的な方法を研究したものである。

### 3. 三軸試験による粘性土地盤の強度決定法に関する既往の研究と本研究の目的

原地盤における土試料は、図-5に示すように鉛直方向には土かぶり圧、水平方向には静止土圧を受けた応力条件にある。三軸試験では、通常ピストンより鉛直方向の土かぶり圧を、セル圧によって水平方向の拘束圧を与え、さらに試料内部には静水圧に相当する背圧を付加することによって原地盤の有効応力状態を再現した後各種の力学試験を行うことができる。軟弱地盤の強度を三軸試

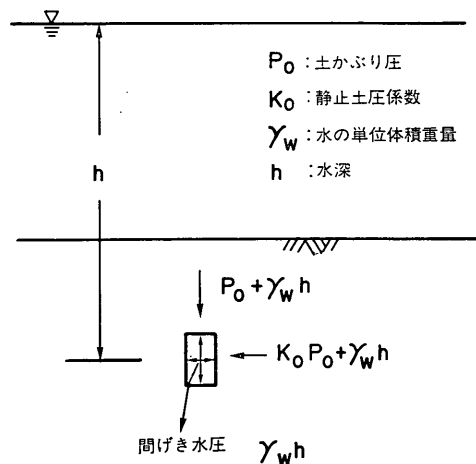


図-5 土試料の原位置での応力状態

験によって決定する方法としては次のような方法がある。

- (a) 三軸 UU 試験
- (b) SHANSEP 法 (シャンセップ法)
- (c) 再圧縮法 (ベレ・ベラム法, ベーラム—半沢法)

このように三軸試験によって複数の強度決定法があるのは、基本的に図-5で示したような土試料の原地盤での状態を完全には三軸試験機内で再現できないためである。この理由について中瀬は次のように述べている<sup>11)</sup>。

「文字どおりの乱さない試料とは、含水比または間隙比と応力状態（有効応力）の両者ともに地中における値と等しくなければならない。（中略）採取した試料の応力状態（有効応力）を地中のものと一致させるためには実験室で圧力を加えて圧密することが必要になる。しかし、この操作は必ず含水比の変化を伴う。したがって、実験室内での試料は、含水比が地中のものと等しいか、あるいは有効応力が地中におけるものと等しいかのいずれかの状態であって、この両者の条件を同時に満たすことはできない。」

中瀬の指摘するように、原位置の土試料の有効応力状態と含水比の両者を、同時に三軸試験機内で再現できないことが、三軸試験による強度決定に関わる最大の問題であるといえる。

ここで上げた3つの方法のうち、三軸 UU 試験は試料の含水比を変化させない非圧密非排水試験を行うものであり、現行の  $q_u$  法と基本的に同様の考え方である。この方法では試料の有効応力は再現されないため、得られる強度は必然的に乱れの影響を大きく受けることになる。したがって乱れの影響の評価が大きな問題となる。

これに対して、SHANSEP 法と ベーラム—半沢法は試料の有効応力状態を三軸室内で再現してから強度を求める方法であるので、せん断時の試料の含水比は原位置での含水比より変化せざるを得ない。しかし、原位置

の有効応力状態を回復することによって試料採取時の乱れの影響をかなり取り除くことができると考えられる。

本章では3つの三軸試験による強度決定法についてこれまでの研究成果をまとめ、本研究の位置づけを明らかにする。

### 3.1 三軸 UU 試験による強度

三軸 UU 試験は実務にしばしば用いられてきた。一般に、飽和した粘土地盤においては非圧密非排水条件で強度は変化しない。たとえば、図-6において見かけ上  $\phi = 0$  となる。このことは拘束圧が0の場合すなわち  $q_u/2$  が、三軸 UU 試験における強度と一致することを意味する。図-7は、久里浜試験フィールドの海成粘土試料を用いて三軸 UU 試験を実施したときの、全応力に関するモールの円である。図のように、全応力に関する「見かけの」 $\phi$  はほぼ0であり、このような粘土では三軸 UU 試験を実施する必要は無く、 $q_u$  で十分であるといえる。すなわち、図-7のような結果が得られる以上、三軸 UU 試験で強度を求めることは一軸圧縮試験を行うことと等価であるということである。

土田らは、粘性土の乱れを「練り返し型」と「クラック型」に分けて考えることを提案した<sup>12)</sup>。図-8(a), (b)は、人工的にクラックを与えた粘土試料と練り返した粘土試料を用いて一軸圧縮試験と三軸試験を行ったときの、応力ひずみ曲線である。図のように、練り返しを与えた試料は一軸圧縮試験と三軸 UU 試験のいずれにおいても強度が低下する。一方、クラックを与えた場合は一軸圧縮試験では顕著に強度が低下するが、三軸 UU 試験ではクラックによる強度低下は少ない。このことは、「クラック型の乱れ」の場合には、三軸 UU 試験によって乱れの影響をかなり除いた強度が得られることを示している。したがって、「練り返し型」の乱れを受けた飽和粘土の場合は図-7のような関係が成立するので三軸 UU 試験を行う意味はないが、「クラック型」の乱れを受ける試料の場合は三軸 UU 試験を実施することによ

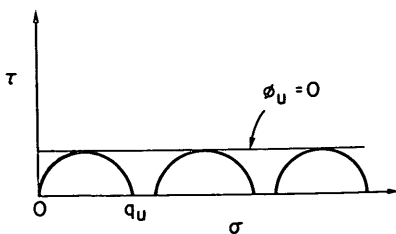


図-6  $\phi = 0$  の仮定

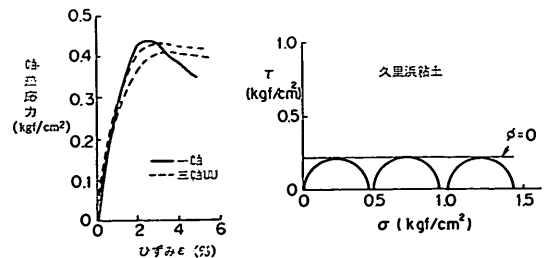


図-7 三軸 UU 試験結果の例 (久里浜粘土)

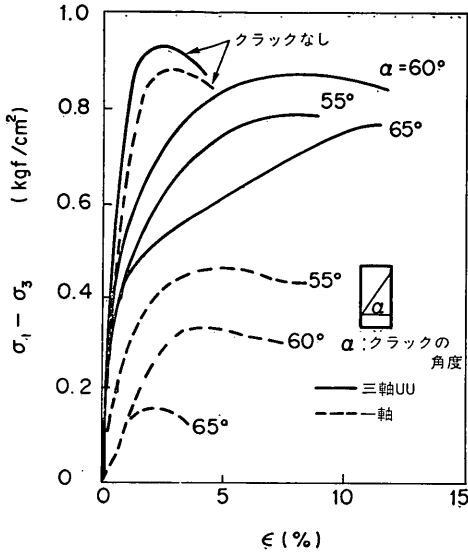


図-8(a) 一軸圧縮試験と三軸 UU 試験の比較 (クラック型の乱れ)

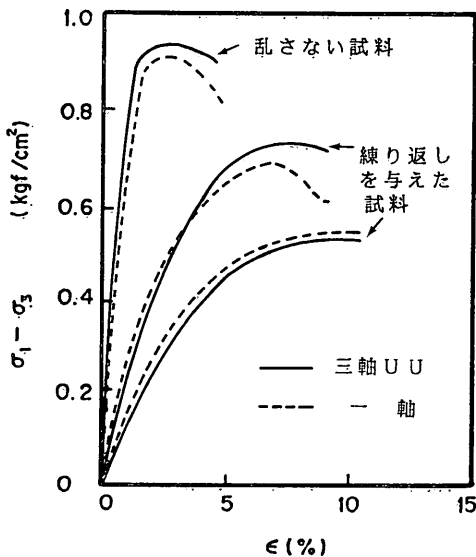


図-8(b) 一軸圧縮試験と三軸試験の比較 (繰り返し型の乱れ)

て乱れを補正した強度が得られることになる。しかし、三軸 UU 試験で得られた強度を用いた場合に、(3)式の関係が成立するかどうかはまだ明らかになっておらず、乱れの補正によって過大な強度を与える可能性もある。

### 3.2 SHANSEP 法<sup>13)</sup>

MIT の Ladd らは1974年に粘性土地盤の新しい強度決定法として SHANSEP 法 (ジャンセップ法) と呼ばれる方法を提案した。SHANSEP 法は粘性土地盤の強度に最も大きな影響を与える要因として地盤の応力履歴、強

度異方性、強度に及ぼす時間効果の影響、試料採取時の乱れの影響に着目し、これらを総合的に考慮した強度を室内試験によって求めるものである。SHANSEP 法の手順は次のようになる。

- ① 地盤の応力履歴を決定する。具体的には、採取した試料を用いて圧密試験を行い、求められた圧密降伏圧力と土かぶり圧の関係から各深度における過圧密比を決定する。
- ② 原位置の圧密降伏圧力を十分に越えて (通常は2倍以上) 圧密させて一連の  $K_0$  圧密非排水三軸試験を行い、強度異方性と時間効果を考慮して非排水せん断強度を決定する。また、試料を膨張させて過圧密粘土としたときの一連の強度試験を同様に進行。
- ③ 試験結果より圧密圧力で正規化した非排水強度と過圧密比との関係を求める。
- ④ それぞれの深度において、土かぶり圧と①で求めた過圧密比を用い、③で求めた関係から強度を計算する。

このように SHANSEP 法は試料をいったん圧密降伏圧力を越えて圧密し、圧密圧力によって正規化したパラメータによって強度を求めることによって試料の乱れの影響を除去していることがもっとも大きな特徴である。しかし、SHANSEP 法に対しては、堆積過程における二次圧密やセメンテーションによって形成された自然粘土の構造を無視するために、強度を過小に評価しているとの強い批判もある。

### 3.3 再圧縮法

ノルウェー地盤工学研究所 (NGI) のベレとベーラムは、1973年の国際土質基礎工学会 (モスクワ会議) で、三軸試験によって原位置の土の有効応力状態を再現し、その後にはせん断して強度を決定する方法を提案した<sup>14)</sup>。原位置の有効応力状態を再現するために、試料を土被り圧と原位置で測定した静止土圧係数  $K_0$  にもとづいて圧密している。1985年にサンフランシスコで開催された国際土質基礎工学会の土の強度・変形特性に関する試験法についての総括報告において、ベレらの方法は「再圧縮 (recompression) 法」と呼ばれている。総括報告者の Jamiolkowski らは、「再圧縮」の技術は粘性土の応力～ひずみ～強度関係をもっとも正しく求める方法であるとされた。

ベレらによると、再圧縮の効果は、まず第一に原位置での応力状態を再現できることであり、次にサンプリング中に吸収された余分な水分を追出すことである。また、三軸試験によって原位置の拘束圧で再圧縮することにより試料の含水比が現場よりも低下する可能性がある

ことについては、「乱れによって含水比が低下した場合に強度増加がもたらされるが、試料の乱れによって数百年、数千年にわたって形成された粘土の構造が破壊されることによる強度の減少および破壊ひずみの増大の効果の方が大きい」と述べている。

Jamiolkowski らは、再圧縮による含水比の低下について次のように指摘した。再圧縮によって含水比が低下し強度が増加する効果よりも構造が破壊されたことによる強度の低下のほうが影響が大きいことは、高度に構造化が進んでいるカナダの粘土の試験結果においても認められる。これは、カナダ粘土の場合に乱れによってセメントーション結合が破壊された効果が再圧縮に伴う含水比の低下よりも重要であるためであるが、年代効果に伴う構造の発達が顕著でない土の場合は含水比の低下を無視しうるかどうかは疑問が残る、多くの土について調べる必要がある。

さて、再圧縮を最初に提案したのはベレ、ベラムであるが、再圧縮によって求められた強度を実際の地盤の安定解析に適用した事例は、彼らによってほとんど報告されていない。また、再圧縮の試験手順も細部までは明らかにされなかった。実際の地盤の安定問題についての実績は、次に述べるベラムー半沢法が豊富である。

半沢は、ベレとベラムの方法を拡張した方法を新たにベラムー半沢法として提案した<sup>19)</sup>。半沢の方法は、三軸試験機によって試料を原位置の土破り圧で  $K_0$  圧密し、その後圧縮試験と伸張試験を行って両者の平均の強度を地盤の強度として用いるものである。この方法自体はベレとベラムの方法と同様であるが、半沢は試験方法を明確に規定するとともに、数多くの具体的な事例によって、この方法で求めた強度が妥当な安全率を与えることを裏付けている。

半沢の研究の大きな特徴は、土の地質学的な履歴についての考察を重視し、過圧密粘土を力学的な過圧密粘土と正規圧密 aged 粘土（ニイジド粘土）とに区別することの重要性を見出したことである。現場でみられる多くの過圧密粘土はむしろ正規圧密 aged 粘土であり、SHANSEP 法のようにこのような土を力学的な過圧密と同様に取り扱うことは、本質的な誤りであることを強調している。半沢によれば、SHANSEP 法の前提となっている応力～ひずみ～強度の関係の圧密圧力に関する正規性は、年代効果の少ない粘性土（young 粘土）のみにみられるものであり、aged 粘土に SHANSEP 法を適用すると強度を過小評価することを示した。

半沢による試験方法は次の通りである。通常過圧密粘土では  $K_0$  値が正規圧密粘土よりも大きいとされている

が、正規圧密 aged 粘土の場合は正規圧密粘土とはほぼ等しい  $K_0$  値を示すとし、0.5を用いる。 $K_0$  圧密においては側圧を段階的に上昇させ、供試体の体積変化量と軸方向沈下量の関係から  $K_0$  条件を満足させながら軸圧が土破り圧に等しくなるまで圧密する。圧密時間は一次圧密が終了するまでとされている。圧密が終了するとせん断速度 0.01%/min で圧縮および伸張試験を行い、圧縮強度と伸張強度の平均を地盤の代表的な強度として用いる。ただし、試験を効率的に行うために 0.1%/min でせん断し、速度の効果を補正する場合もある。

以上の方法を用いて、半沢はわが国及び中近東、東南アジアでの軟弱な海成粘土地盤についての適用事例を報告した。図-9(a)は、東京湾大黒町粘土においてベラムー半沢法の強度と  $q_u$  法の強度 ( $q_u/2$  の平均値) を比較したものである<sup>19)</sup>。図のように、 $q_u/2$  はベラムー半沢法の圧縮強度と伸張強度の間に分布し  $q_u$  法による強度とベラムー半沢法の強度はほぼ一致する。図-9(b)は、イラクのファオ粘土において  $q_u$  法の強度とベラムー半沢法の強度を比較したものである<sup>19)</sup>が、図のようにファオ粘土の場合は  $q_u$  法による強度はベラムー半沢法の強度の 50% 程度であった。半沢は、同地盤においてベラムー半沢法の強度を用い安全率 1.2 で棧橋を設計し、無事建設できたことを報告している。このことは、ファオ粘土のような地盤では、一軸圧縮試験による強度が地盤の強度を過小評価していることを示している。

ところで、SHANSEP 法においてもベラムー半沢法においても  $K_0$  圧密三軸圧縮試験を実施する必要がある点は共通している。近年、三軸試験装置はかなり普及したといえるが、 $K_0$  圧密は一般にかなりの技術を要し、必ずしも実用的ではない。通常の CIU 三軸試験（等方圧密三軸圧縮試験）によって、再圧縮時の強度に相当する強度が得られるならば非常に便利である。龍岡は、東京湾の海底における大深度の粘土試料について種々の室内試験を実施し比較検討した<sup>17)</sup>。図-10は、 $q_u$  を、原位置での有効土かぶり圧で等方圧密した後に 0.1%/min のせん断速度で三軸圧縮した強度と、比較した例である。図をみると、採取深度が 20 m 未満の場合  $q_u$  は三軸圧縮強度の 0.5～0.8 であるが、深度が 20～60 m の洪積粘土の場合は、 $q_u$  が三軸圧縮強度の 0.2 までに小さくなる場合がある。これらの結果から、龍岡は、試料の採取深度が大きい場合には乱れによる強度低下が甚だしく、 $q_u$  法をささえているバランス (3式) が成立しなくなるので、 $q_u$  法は地盤強度を過小に評価する可能性があるとした。龍岡の研究で着目されるのは、 $q_u$  を原位置の土かぶり圧で等方圧密した三軸 CIU 強度に対する比とし

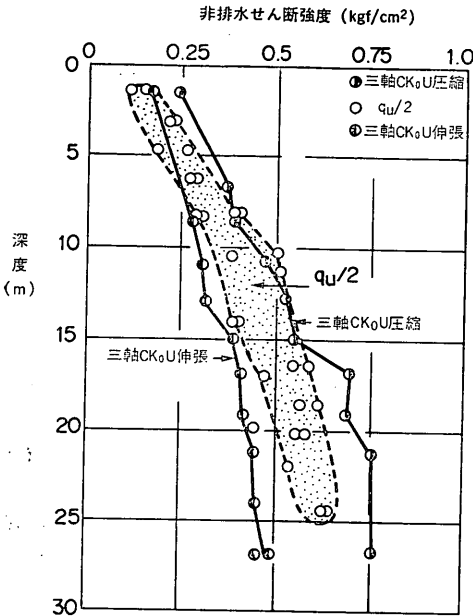


図-9(a) ベーラム半沢法の強度と  $q_u$  法の強度の比較 (東京湾大黒町粘土, 半沢<sup>16)</sup>)

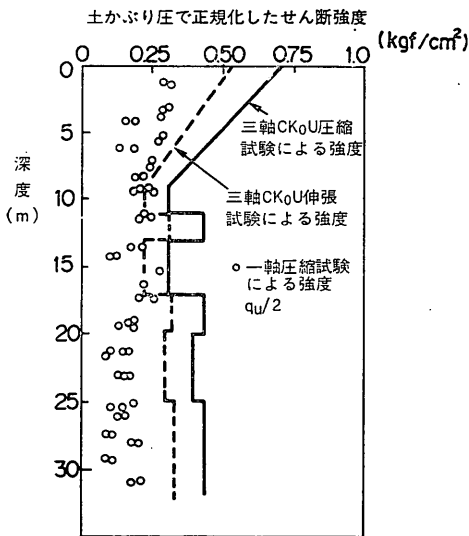


図-9(b) ベーラム半沢法の強度と  $q_u$  法の強度の比較 (ファオ粘土, 半沢<sup>16)</sup>)

て評価しようとする考え方であり、等方圧密圧力を用いた再圧縮法ということができる。

### 3.4: 本研究の目的

以上みてきたように、三軸試験による粘性土の強度決定法は、三軸 UU 試験を除けば、粘性土の力学特性の圧

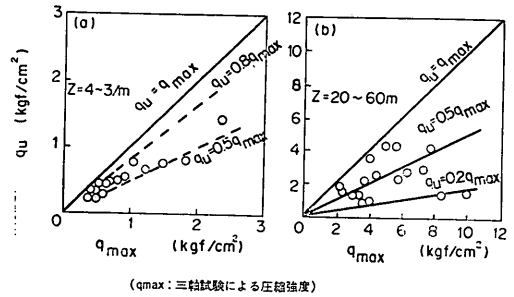


図-10  $q_u$  と三軸 CIU 試験の強度の比較 (龍岡<sup>17)</sup>)

密圧力に関する正規性を利用して乱れの影響を除去しようとする方法と、原位置の有効応力状態で圧密することによって原地盤の土の応力～ひずみ～強度の関係を再現しようとする再圧縮法とに分けられる。前者では Ladd らの提案した SHANSEP 法があり、後者の方法の中で、試験方法が明確であり、数多くの事例が報告されているのはベールム-半沢法であるといえる。本研究では、この2つの方法をいくつかの海底地盤に適用し、次のような観点からの検討を行なった。

#### (a) $q_u$ 法と SHANSEP 法, 再圧縮法の関連性

半沢は東京湾の大黒町粘土において、ベールム-半沢法の強度と  $q_u$  法による強度に大きな差がみられなかったことを報告したが、わが国の沖積粘土全体においてこれらの方法による強度がどのような関連を持っているかはあまり調べられていない。したがって、現行の  $q_u$  法とベールム-半沢法, SHANSEP 法の強度の関連性について多くの地盤について調べる必要がある。ただし、再圧縮法が多くの土に有効であるとしても、試験コストの面から必ずしも常に再圧縮法が用いられるべきとは限らず、 $q_u$  法が簡便で経済的な方法でありまた多くの良好な事例を持つことも考慮する必要がある。これまで  $q_u$  法以外に有力な強度決定法が無いため  $q_u$  法の相対的な評価ができなかったが、 $q_u$  法と三軸試験による強度を比較することによって  $q_u$  法の適用限界が明らかになると考えられる。特に、 $q_u$  法の実績が少ない大水深あるいは大深度の粘性土について  $q_u$  法の適用性を調べることは緊急の課題であると考えられる。

#### (b) 試験法の検討と試料の乱れの影響

再圧縮法と SHANSEP 法で用いられる三軸 CK<sub>0</sub>U 試験は、かなり高度な技術を要する試験法である。これらの三軸試験による方法を一般的なものにするには、試験法の細部について十分に検討される必要がある。たとえば、複雑な三軸 CK<sub>0</sub>U 試験にかわって、より簡単な三軸 CIU 試験で同等の強度が決定できるならば実用上非

常に有益であると考えられる。また、再圧縮法では高品質のサンプリングを行うことを前提としており、たとえば半沢らが用いた事例では、サンプリングと室内試験は半沢らによって直接行われている。しかし、再圧縮法をより一般化するためには、現実には試験が行なわれているさまざまな乱れの程度をもった試料についての再圧縮の効果を調べる必要がある。

#### 4. 乱さない自然試料を用いた強度試験

##### 4.1 試験方法

3章で述べたように三軸試験によって強度を決定する方法には、ベールーム半沢法に代表される再圧縮法と Ladd らによって提案された SHANSEP 法がある。

まず、ベールーム半沢法によって粘性土地盤の強度を決定する手順をまとめると次のようになる。

- ① 原位置の土かぶり圧  $p_0$  と側圧を設定する。この場合、土被り圧は原位置での試料の単位体積重量から簡単に求めることができるが、側圧を計算するためには静止土圧係数  $K_0$  の設定が必要である。 $K_0$  の求め方は、室内試験による方法、原位置試験で求める方法、過圧密比と  $K_0$  の関係から求める方法などがある。半沢は、正規圧密 aged 粘土の場合に限り正規圧密粘土の場合と同様で、ほぼ 0.5 であるとしている。筆者らは乱さない粘土試料を用いて  $K_0$  条件を満足するような圧密を自動的に行うことができる三軸試験装置を開発している<sup>19)</sup>ので、ここでは本装置を用いて圧密を行うこととした。
- ② 試料を三軸室にセットし、軸圧と側圧を加えて圧密する。圧密圧力を直ちに加えると試料内に発生する間隙水圧のために試料が破壊するので、段階的に圧力を増加することが必要である。今回のように自動圧密三軸試験機を用いる場合は、供試体の側方変位が生じないように軸圧と側圧を制御しつつ徐々に圧力を増加する方法を用いる。
- ③ 圧密後、せん断速度 0.01%/min で圧縮および伸張強度を求める。圧縮強度と伸張強度を平均し、地盤の代表的な強度とする。

このようにベールーム半沢法の手順は、 $K_0$  圧密三軸圧縮伸張試験を含み、通常の三軸試験に比べるとかなり複雑である。現在一般の土質調査で用いられている最も複雑な三軸試験は、等方圧密後間隙水圧を測定しながら圧縮する三軸 CIU 試験 (CU 試験と呼ばれる) である。三軸 CIU 試験の場合は、原位置と圧密の条件が異なっているという問題はあるが、 $K_0$  圧密の過程を含まないために試験ははるかに単純になる。圧密条件を等方とし

て、0.1%/min という比較的急速な速度を用いて強度を求めるならば試験の効率とコストはかなり向上すると考えられる。このような観点から、簡便で実務的な再圧縮法として、平均拘束圧  $(p_0 \cdot (1+2K_0)/3)$  で等方圧密し、せん断速度 0.1%/min で圧縮する試験を「簡易 CU 試験」、そのときの強度を「簡易 CU 強度」として新たに定義し、ベールーム半沢法の強度との比較検討を行った。簡易 CU 試験の試験条件をまとめて示すと次のようになる。

等方圧密圧力：平均拘束圧  $p_0 \cdot (1+2K_0)/3$  ( $K_0$  の値は 0.5 とする。)

圧密時間：120分

せん断速度：0.1%/min

このように、簡易 CU 強度は実用性に重点をおいて定義したものであり、ベールーム半沢法のように強度異方性や時間効果の要因を忠実に考慮していない。しかし、簡易 CU 強度とベールーム半沢法の強度が関連づけられ、簡易 CU 強度からベールーム半沢法の強度が求められるならば、再圧縮法の実用的な価値は大きく向上すると考えられる。なお、3章で述べたように、一軸圧縮強度を、粘土試料の原位置での土被り圧で等方圧密した後の三軸圧縮強度と比較して評価する考えは、龍岡によって試みられている<sup>17)</sup>。また、三軸試験において平均土被り圧で等方圧密した後にせん断することは、乱さない砂質試料から振動三軸試験で液状化強度を求める場合によく用いられている方法である。

次に、SHANSEP 法によって強度を決定する手順は以下のようにまとめられる。

- ① 乱さない粘土試料を用いて標準圧密試験を行い、圧密降伏圧力  $p_c$  を求める。原位置の土被り圧  $p_0$  との比  $p_c/p_0$  が過圧密比  $R$  である。
- ② 代表的な粘土試料を用いて、三軸試験機によって、側方ひずみを発生させない  $K_0$  条件のもとで試料を圧密膨張し、各種の過圧密比での圧縮・伸張試験を行う。これによって過圧密比  $R$  と、非排水強度との関係を求める。用いる非排水強度は、軸方向圧密圧力  $p$  で正規化された圧縮強度  $(s_{uc}/p)_R$  と伸張強度  $(s_{ue}/p)_R$  の平均である。なお、これらの試験においては、試料をいったん原位置の  $p_c$  を十分に越えた正規圧密状態にまで  $K_0$  圧密し、乱れの影響を除去する。圧縮および伸張時のひずみ速度は 0.008~0.015%/min を標準とする。
- ③ 以上の結果を用いて、原地盤の深度ごとの強度は次式で計算される。

$$s_u = p_0 \times (\text{原位置の過圧密比に対応する圧密圧力で}$$

正規化した非排水強度)

今回用いた試料は、大阪湾泉南沖の沖積粘土および洪積粘土、東京湾沖積粘土および洪積粘土である。試料の主な物理試験結果を表-1に示した。また、今回用いた試料の共通した特徴は、いずれも過圧密比(圧密降伏圧力  $p_c$  と鉛直土被り圧  $p_0$  の比)が 1.1~1.9 と小さく、ほぼ正規圧密かあるいはわずかに過圧密な粘土であることである。これは、わが国の沿岸地域の粘性土地盤の一般的な特性であるといえる。

実験は次の4種類を行った。

- ① 一軸圧縮試験：JIS および土質工学会基準によって規定されている通常の試験である。圧縮速度は 1%/min
- ② 三軸  $CK_0U$  圧縮および伸張試験(土被り圧)
 

試料を土被り圧まで  $K_0$  圧密し、その後非排水条件で圧縮または伸張する。圧密時間は120分、せん断速度は0.1%/min である。ベールーム半沢法による強度を求める試験である。
- ③ 三軸 CIU 試験(簡易 CU 試験)
 

試料を 原位置の平均土被り圧力で 120 分間等方圧密し、その後0.1%/min の速度で圧縮する。簡易 CU 強度を求める試験である。
- ④ 三軸  $CK_0U$  圧縮および伸張試験(正規圧密)
 

三軸試験機で  $p_0$  の3倍以上まで  $K_0$  圧密し、その後  $K_0$  状態で膨張した後に圧縮あるいは伸張強度を求める。圧密時間は圧密および膨張にそれぞれ 24 時間、せん断速度は 0.01%/min である。SHANSEP 法による強度を求める試験である。

②、④の試験においては三軸試験機によって  $K_0$  圧密を行っている。 $K_0$  圧密は、供試体の断面積が変化せず一次元的に圧密するように、軸圧と側圧を注意深く制御して行う必要がある。このため試験はすべて港湾技術研究所で開発した自動  $K_0$  三軸試験機を用いて行った<sup>19)</sup>。

表-1 試料の主な物理特性

試料名	$w_0(\%)$	$w_p(\%)$	$w_L(\%)$	$I_p$
大阪湾沖積	75~102	28~45	60~110	48~60
大阪湾洪積	35~67	26~37	55~85	25~48
東京湾沖積	78~105	36~41	90~102	52~62
東京湾洪積	28~70	22~46	48~110	25~70

これは、パーソナルコンピュータによって供試体の軸変位量と体積変化を随時モニターし、断面積の変化が無いように自動的に軸圧と側圧の制御を行うものである。本装置の採用によって、三軸  $CK_0U$  試験の能率は通常の三軸 CIU 試験と全く変わらなくなった。なお、三軸試験においてはバックプレッシャーとして 2.0 kgf/cm<sup>2</sup> を用いた。

以上の試験によって求められた強度を、次のように示すことにする。

$\bar{s}_u$  :  $q_u/2$  の平均値、すなわち  $q_u$  法による強度。

$s_{uc}$  : 原位置の土被り圧で  $K_0$  圧密した後の圧縮強度。

$s_{ue}$  : 原位置の土被り圧で  $K_0$  圧密した後の伸張強度。

$s_{u1}$  : ベールーム半沢法の強度。ベールーム半沢法の強度は  $s_{uc}$  と  $s_{ue}$  の平均として求められるが、今回の試験では効率を上げるためにせん断速度を 0.1%/min とした。このためベールーム半沢法の強度を求めるために速度効果の補正を行っている。図-11 は大阪湾および東京湾の粘土についてせん断速度と非排水強度の関係の一例である<sup>21)</sup>。図より、せん断速度を10倍にすることによって、強度は約 5~7% 増加することがわかる。したがって、ベールーム半沢法の強度は次式によって求められる。

$$s_{u1} = 0.94 \cdot ((s_{uc} + s_{ue}) / 2) \quad \dots\dots(6)$$

$s_{u2}$  : 簡易 CU 試験によって求められた強度。

$(s_{uc}/p)_R$ : 過圧密比  $R$  における、軸方向圧密圧力  $p$  で正規化した三軸  $CK_0U$  圧縮強度(三軸圧密膨張試験

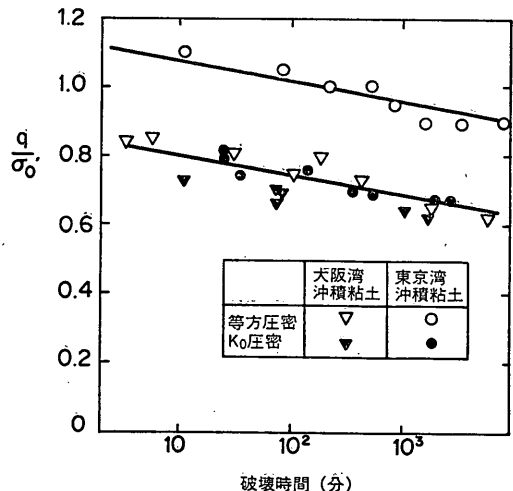


図-11 せん断強度とひずみ速度の関係(東京湾粘土および大阪湾粘土)



から求められた強度)

$(s_{ue}/p)_R$ : 過圧密比  $R$  における, 軸方向圧密圧力で正規化した三軸  $CK_0U$  伸張強度 (三軸圧密膨張試験から求めた強度)

$s_{u3}$ : SHANSEP 法による強度で, 次式で求められる。

$$s_{u3} = p_0 \times ((s_{uc}/p)_R + (s_{ue}/p)_R) / 2 \quad \dots\dots(7)$$

ここに  $(s_{uc}/p)_R$  と  $(s_{ue}/p)_R$  は, 原位置における過圧密比  $R$  に対応した強度である。

#### 4.2 大阪湾の粘土による試験結果

##### (1) 大阪湾沖積粘土

試料は大阪湾泉州沖の沖積粘土である。図-12(a), (b) に物理試験結果と  $q_u$  の深度分布を示す。図-13 は, 標準

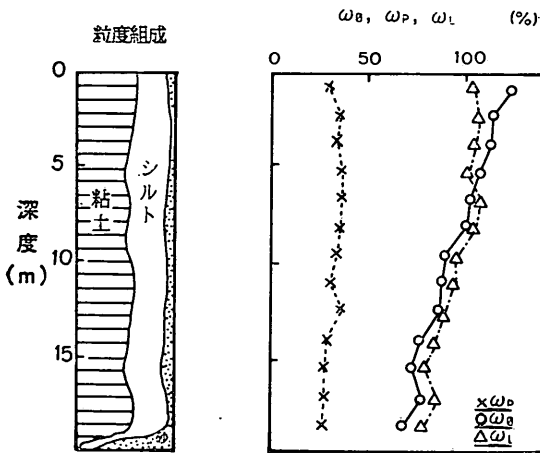


図-12(a) 物理試験結果 (大阪湾沖積粘土)

圧密試験より求められた圧密降伏応力  $p_c$  と土かぶり圧  $p_0$  の関係であり,  $p_c/p_0$  として計算した過圧密比をあわせて示している。図のように, 海底面上で過圧密比は約3であるが深度とともに徐々に減少し, 深度15m以深では約1.2である。

図-14(a) は, ベーラム-半沢法の  $K_0$  圧密過程での軸方向応力と軸ひずみの関係である。図のように, 軸方向圧密圧力が土被り圧になるまでの圧密によって生じる軸ひずみは, いずれの深度の試料においても1.0~1.5%の範囲にある。図-14(b)は軸方向圧密圧力と  $K_0$  値の関係である。今回の試験では, 試料の圧密降伏圧力の1/5~1/6で等方的に予備圧密し, 予備圧密後を基準として  $K_0$  条件の制御をスタートした。図のように, 軸方向圧密圧力が土被り圧の1/2になるとほぼ  $K_0$  は0.35~0.65で一定となっている。

図-15(a), (b) は, 土被り圧まで  $K_0$  圧密した後に圧縮

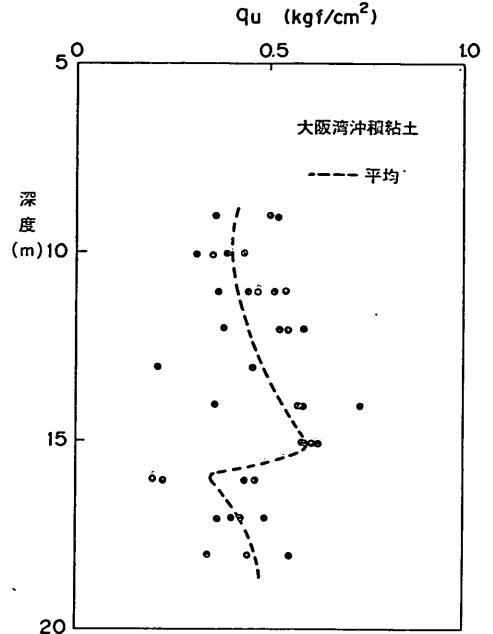


図-12(b)  $q_u$  の深度分布 (大阪湾沖積粘土)

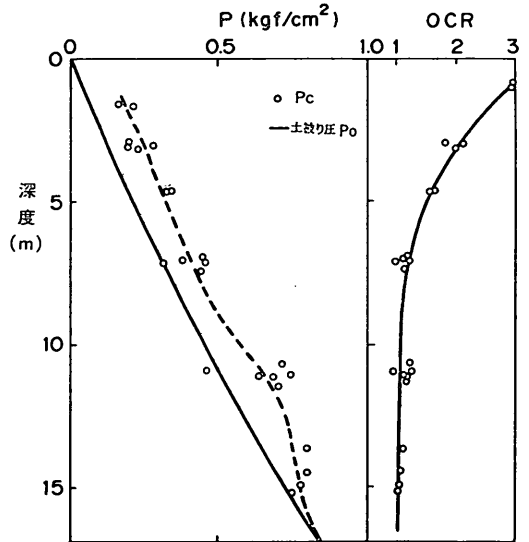


図-13 圧密降伏圧力  $p_0$  と土被り圧  $p_0$ , および過圧密比 (大阪湾沖積粘土)

および伸張したときの, 応力ひずみ曲線と応力経路である。図のように, 圧縮時はひずみが1.0~2.0%において軸差応力はピークに達しその後低下する。一方, 伸張時は変形と共に軸差応力は徐々に増加し, ピークに達するのはひずみが15~20%のときである。

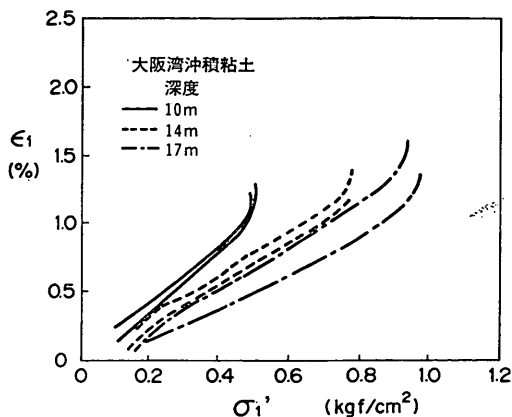


図-14(a)  $K_0$  圧密時の軸方向圧密圧力と軸ひずみの関係 (大阪湾沖積粘土)

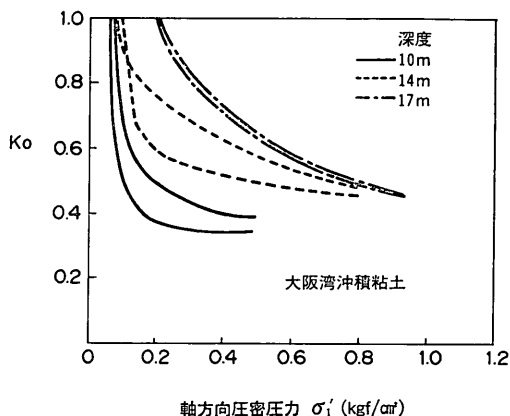


図-14(b)  $K_0$  圧密時の軸方向圧密圧力と  $K_0$  値の関係 (大阪湾沖積粘土)

図-16 に簡易 CU 試験において圧密中の時間と体積ひずみの関係を示す。120分間に生じる体積ひずみ量は0.8~2.0%であった。図-17(a), (b)は、それぞれ簡易 CU 試験における応力ひずみ曲線と応力径路である。図のように簡易 CU 試験においても破壊ひずみは小さくほぼ1.0~3.0%の範囲にあった。

図-18 は、土被り圧まで  $K_0$  圧密して圧縮、伸張した試験 (ベールーム半沢法) および簡易 CU 試験において、初期含水比  $w_0$  と試験後の含水比  $w_f$  の差  $\Delta w = w_0 - w_f$ 、及び圧密中の体積ひずみ  $\epsilon_v$  (ベールーム半沢法の場合は軸ひずみ  $\epsilon_1$  に等しい) のヒストグラムを示したものである。図のように、三軸セル内で試料を原位置の土被り圧あるいは平均土被り圧で圧密する (再圧縮) ことにより、含水比はほとんどの場合低下する。含水比低下量  $\Delta w$  はベールーム半沢法、簡易 CU 試験の両者とも1.0~2.0%の場合が最も多いが6%低下した場合もあ

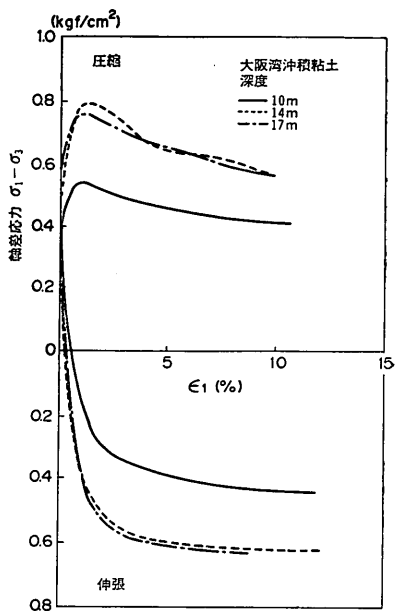


図-15(a) ベールーム半沢法における応力ひずみ曲線 (大阪湾沖積粘土)

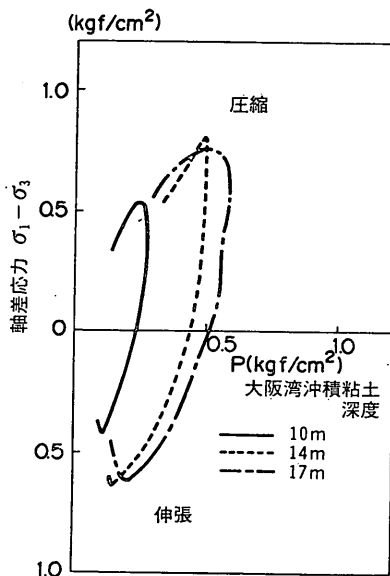


図-15(b) ベールーム半沢法における応力径路 (大阪湾沖積粘土)

った。また、再圧縮中の体積圧縮ひずみ  $\epsilon_v$  はベールーム半沢法で2.0~3.0%、簡易試験で1~2%の場合が多く最大5%の圧縮ひずみを示す場合もあった。

図-19には、深度ごとに再圧縮後の圧縮、伸張強度  $s_{uc}$  と  $s_{ue}$ 、ベールーム半沢法の強度  $s_{u1}$ 、簡易 CU 強度  $s_{u2}$

一軸圧縮試験と三軸試験を併用した新しい粘性土地盤の強度決定法

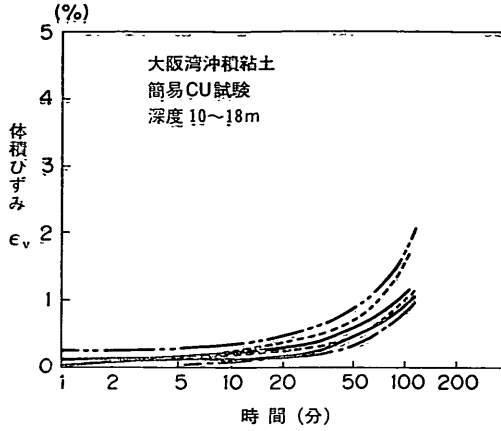


図-16 再圧縮中の時間と体積ひずみの関係 (簡易 CU 試験)

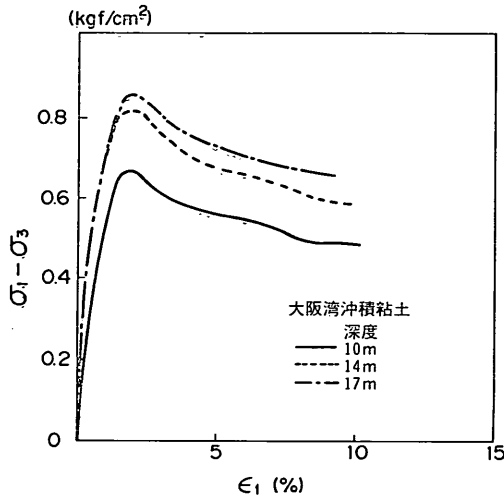
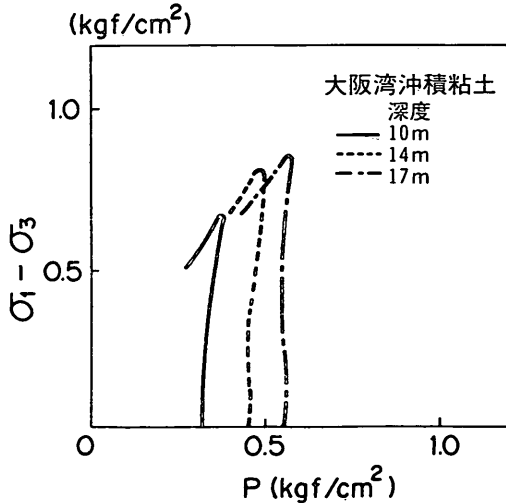


図-17(a) 簡易 CU 試験における応力ひずみ曲線 (大阪湾沖積粘土)



← 図-17(b) 簡易 CU 試験における応力径路 (大阪湾沖積粘土)

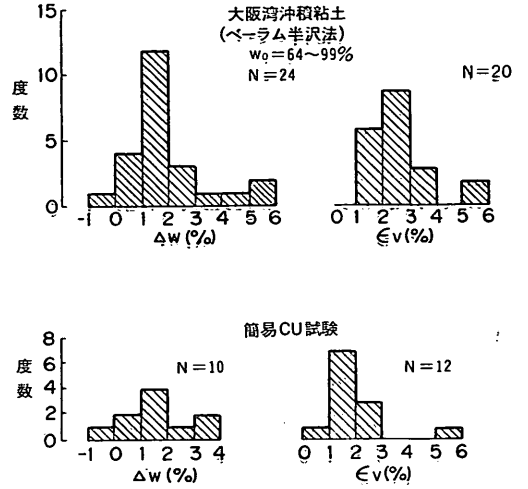


図-18 再圧縮による含水比の変化 (大阪湾沖積粘土)

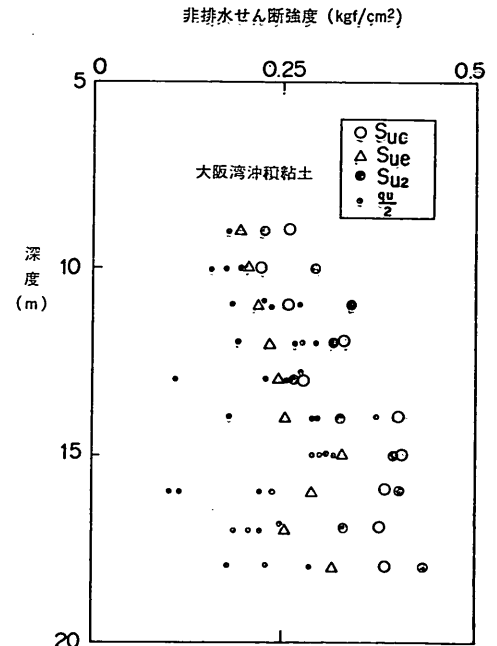


図-19 深度と  $S_{uc}$ ,  $S_{ue}$ ,  $S_{u1}$ ,  $S_{u2}$  の関係 (大阪湾沖積粘土)

を示した。図のように  $s_{uc}$ ,  $s_{ue}$ ,  $s_{u2}$  のいずれもほぼ深度とともに増加する傾向を示している。

図-20 は、ベールム半沢法の強度  $s_{u1}$  と簡易 CU 強度  $s_{u2}$  を比較したものである。図のように両者にはほぼ一定の関係がみられ  $s_{u1}$  は  $s_{u2}$  の 70~90% で平均的には  $s_{u1} = 0.8 s_{u2}$  の関係がみられた。

次に SHANSEP 法の強度を求めるために実施した一連の試験結果を示す。図-21 は、 $p_c$  の 3 倍まで正規圧密しその後を除荷して膨張させ過圧密粘土としたときの、 $K_0$  値と過圧密比との関係である。図のように、過圧密比  $R$  と  $K_0$  値の関係は次式で表される。

$$K_{0R} = K_{0n} \cdot R^m \quad \dots\dots(8)$$

ここに  $K_{0R}$ : 過圧密比  $R$  における  $K_0$  値

$K_{0n}$ : 正規圧密時の  $K_0$  値, 0.5

$m$ : 実験定数  $m = 0.4$

わが国の沖積粘土では一般に(8)式の関係が見られ、 $m$  は 0.4 から 0.5 の範囲にあるとされているが<sup>19)</sup>、今回の試験結果もほぼ既往の結果と対応している。

図-22(a), (b) は、圧密膨張後に圧縮及びせん断したときの応力ひずみ曲線と応力径路を過圧密比ごとに示したものである。図-23 は、過圧密比とせん断前の軸方向圧密圧力で正規化した圧縮強度 ( $s_{uc}/p$ ) $_R$  と伸張強度 ( $s_{ue}/p$ ) $_R$  を示した。図より正規圧密状態 ( $R=1$ ) では

$$(s_{uc}/p)_R = 0.32, (s_{ue}/p)_R = 0.24$$

であった。図-13 に示した土被り圧を用いて、(7)式より SHANSEP 法の強度は次のように求められる。

$$\begin{aligned} s_{u3} &= p_0 \cdot ((s_{uc}/p)_R + (s_{ue}/p)_R) / 2 \\ &= (0.32 + 0.24) / 2 \cdot p_0 \\ &= 0.28 p_0 \end{aligned}$$

深度ごとに、 $q_u$  から求めた強度  $\bar{s}_u$ 、ベールム半沢法の強度  $s_{u1}$ 、簡易 CU 強度  $s_{u2}$ 、SHANSEP 法による強度  $s_{u3}$  の関係を示したのが図-24(a) である。また、図-24(b) には  $\bar{s}_u$  と  $s_{u1}$ ,  $s_{u2}$ ,  $s_{u3}$  との比較を示した。なお、比較においては深度 8~15 m の範囲と 15~20 m の範囲とでそれぞれ行っている。各強度間関係は次のとおりである。

深度 8~15 m	$\bar{s}_u = 0.96 s_{u1}$
	$\bar{s}_u = 0.77 s_{u2}$
	$\bar{s}_u = 1.40 s_{u3}$
15~20 m	$\bar{s}_u = 0.66 s_{u1}$
	$\bar{s}_u = 0.56 s_{u2}$
	$\bar{s}_u = s_{u3}$

このように、深度が 8~15 m では  $q_u$  法から求めた強度  $\bar{s}_u$  はベールム半沢法の強度  $s_{u1}$  とよく一致し、SHANSEP 法の強度  $s_{u3}$  は  $\bar{s}_u$  の約 70% である。一方、

深度 15~20 m の範囲では、 $\bar{s}_u$  が  $s_{u1}$  に比べ約 30~35% の低下がみられ  $\bar{s}_u$  と  $s_{u3}$  はよく一致する。また、図をみると、三軸試験から求めた強度  $s_{u1}$ ,  $s_{u2}$ ,  $s_{u3}$  はいずれも深度に対してほぼ直線的に増加するが、 $\bar{s}_u$  は深度 15 m までは増加するものの 15 m 以深で大きく低下している。図-25 に深度 13 m から 18 m の範囲における一軸圧縮試験の応力ひずみ曲線を示した。図において正割係数  $E_{50}$  を比較すると、深度 13~15 m の範囲では 30~80 kgf/cm<sup>2</sup> であり、深度 16~18 m の範囲では 13~30 kgf/cm<sup>2</sup> であった。また、深度 16~18 m の試料では貝殻の

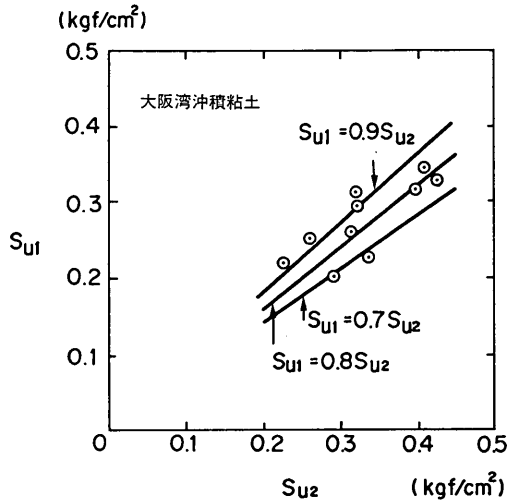


図-20  $s_{u1}$  と  $s_{u2}$  の比較 (大阪湾沖積粘土)

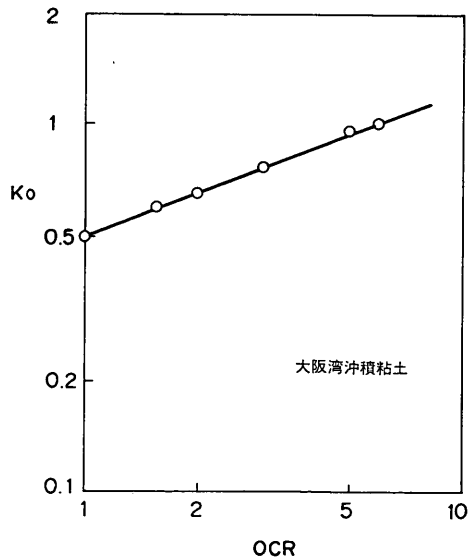


図-21  $K_0$  値と OCR (大阪湾沖積粘土)

混入が多く試料成形が困難であったことも報告されている。これらのことから、15~20 m の深度の試料については乱れによって  $q_u$  が低下していることが推定され

る。したがって、この深度では  $q_u$  法の強度が実際の強度よりも過小評価している可能性が高いと考えられる。このように考えると、大阪湾の沖積粘土の強度につい

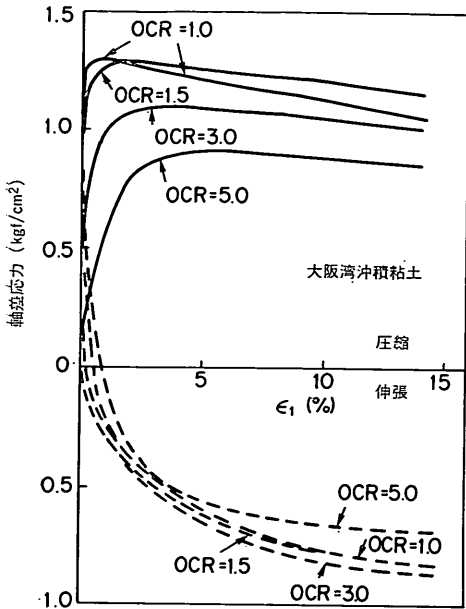


図-22(a) SHANSEP 法における応力ひずみ曲線 (大阪湾沖積粘土)

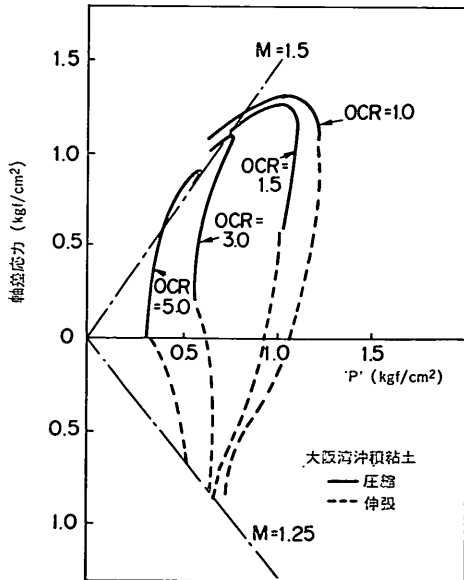


図-22(b) SHANSEP 法における応力径路 (大阪湾沖積粘土)

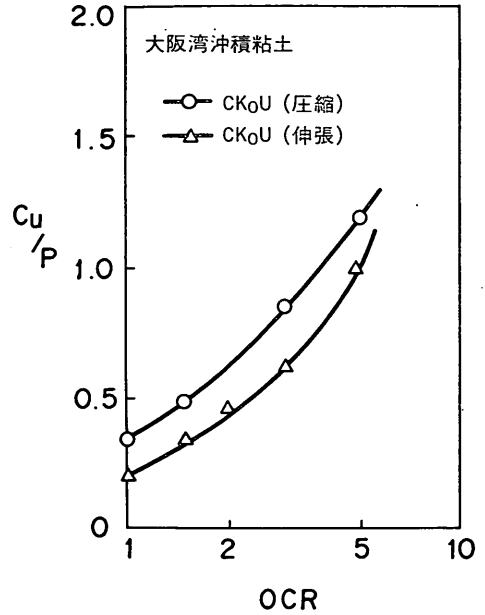


図-23 過圧密比と正規化された強度

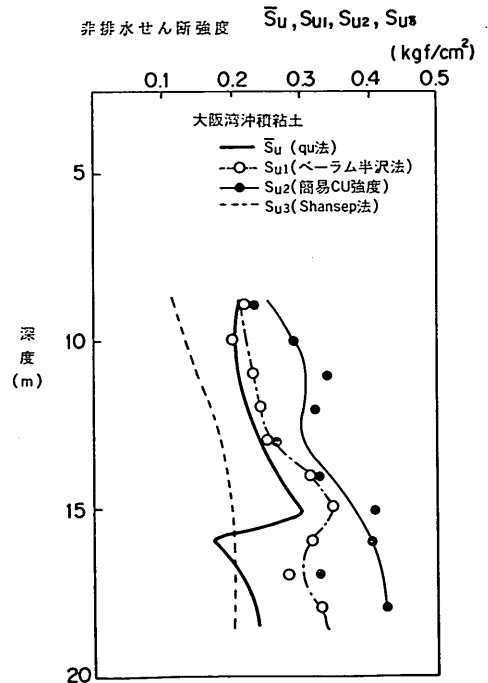


図-24(a) 深度と  $\bar{S}_u, S_{u1}, S_{u2}, S_{u3}$  の比較 (大阪湾沖積粘土)

て次のようにまとめることができる。深度 8~15 m の範囲のように試料の乱れの影響が小さくないときは、 $q_u$  法の強度はほぼベールーム半沢法の強度に等しい。一方、深度 15~20 m の範囲のように乱れが大きい場合は、 $q_u$  法の強度は低下するが、ベールーム半沢法の強度はあまり影響を受けないため、 $q_u$  法の強度はベールーム半沢法の強度よりも小さくなる。また、SHANSEP 法の強度は、乱れの影響が少ない場合は  $q_u$  法の強度やベールーム半沢法の強度よりも小さく、乱れが大きく  $q_u$  が低下したときに  $q_u$  法の強度と等しくなる。

(2) 大阪湾洪積粘土 (A地区)

大阪湾泉州沖では、表層の沖積粘土の下部に砂れき層を挟みながら数百メートルにわたって洪積粘土が堆積している。A地区の試料は深度 38~50 m から採取したもので、図-26(a)(b)に物理試験結果と  $q_u$  の分布を、図-27に標準圧密試験より得られた  $p_0$  と  $p_c$  の関係と過圧密を示した。図のように、過圧密比は約 1.0~1.7 と小さく、やや過圧密な粘土地盤である。大阪湾沖積粘土と同様にベールーム半沢法、簡易 CU 試験、SHANSEP 法による強度を求めた。なお、大阪湾洪積粘土については SHANSEP 法に必要な一連の試験は実施せず、沖積粘土の試験結果から得られた図-23 を用いて SHANSEP 法の強度  $s_{us}$  を計算した。土田らは、大阪湾泉南沖の乱さない試料を用いた一連の三軸 CIU 試験を実施し、圧密圧力で正規化した場合には沖積粘土と洪積粘土の強度はあまり顕著な差がみられないことを報告している<sup>21)</sup>。したがって、沖積粘土の試験結果から求めた図-23 を用いて洪積粘土の SHANSEP 法の強度を計算することは、近似法としてほぼ妥当であると考えられる。

図-28 は、ベールーム半沢法における土被り圧までの  $K_0$  圧密過程の、軸方向応力と軸ひずみの関係である。図のように圧密中に生じる軸ひずみ量は、1.0~1.5% であった。

図-29 は軸方向圧密圧力と  $K_0$  値の関係である。図のように、軸方向圧密圧力が土被り圧の 1/2 になるとほぼ  $K_0$  は 0.4~0.6 で一定となっている。

図-30(a), (b) は、それぞれ土被り圧まで  $K_0$  圧密した後に圧縮および伸張したときの、応力ひずみ曲線と応力経路である。図のように、沖積粘土の場合と同様に圧縮時はひずみが 0.5~2.0% において軸差応力はピークに達しその後低下する。伸張時においてもピーク強度に達するひずみ量は 2.0~5.0% であり、図-15(a) に示した大阪湾沖積粘土の場合に比べると非常に小さい。これは、洪積粘土が沖積粘土に比べ堆積年代が長くセメンテーションが発達しているためであると考えられる。図-31(a), (b) はそれ

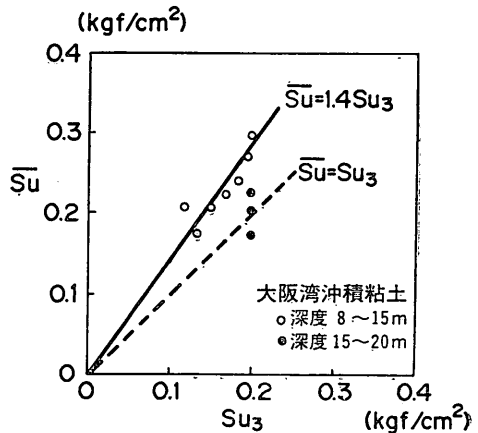
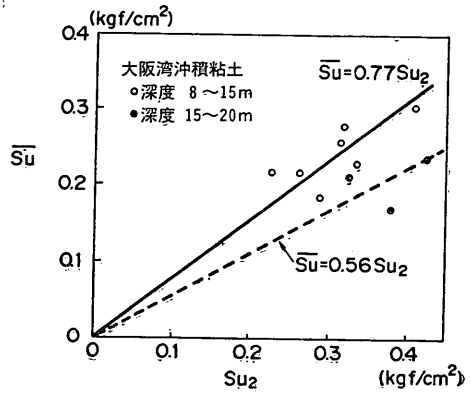
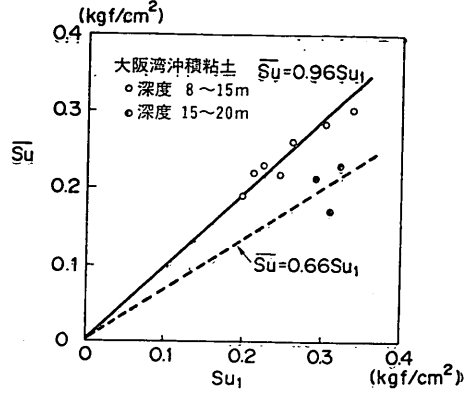


図-24(b)  $\bar{s}_u$  と  $s_{u1}$ ,  $s_{u2}$ ,  $s_{u3}$  の比較 (大阪湾沖積粘土)

ぞれ簡易 CU 試験における応力ひずみ曲線と応力経路である。簡易 CU 試験においても破壊ひずみは 1.0~3.0% の範囲にあって小さくその後の強度低下も顕著である。

図-32(a) に深度ごとの  $\bar{s}_u$ ,  $s_{u1}$ ,  $s_{u2}$ ,  $s_{u3}$  の関係を示し、図-32(b) には、 $\bar{s}_u$  と  $s_{u1}$ ,  $s_{u2}$ ,  $s_{u3}$  のそれぞれにつ

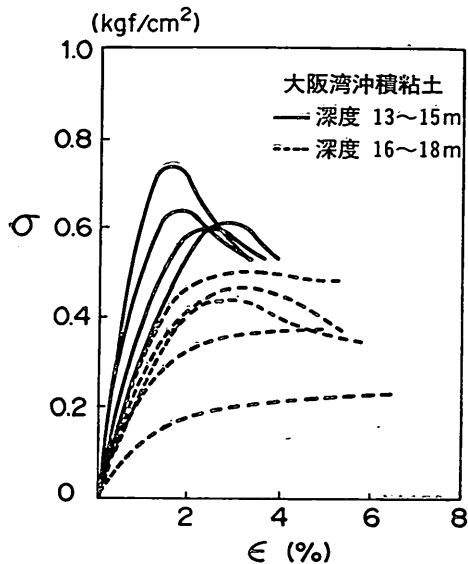


図-25 一軸圧縮試験における応力ひずみ曲線 (大阪湾沖積粘土)

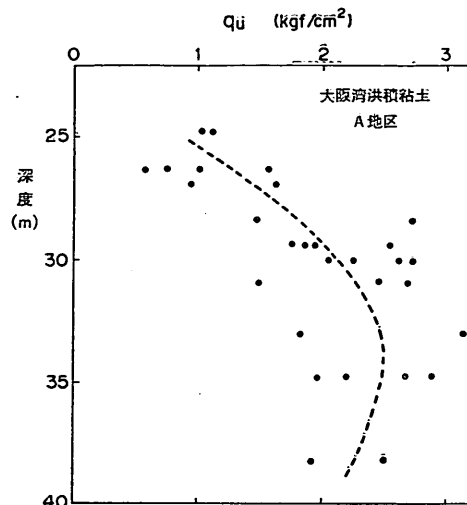


図-26(b)  $q_u$  の深度分布 (大阪湾洪積粘土 A 地区)

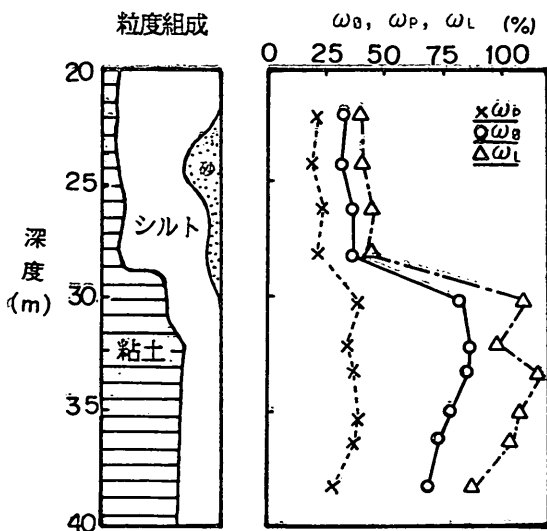


図-26(a) 物理試験結果 (大阪湾洪積粘土 A 地区)

いての比較を示した。図-32(a)をみると、 $\bar{s}_u$  と  $s_{u1}$  の関係は一定ではなく、深度によって  $\bar{s}_u < s_{u1}$  であったり  $\bar{s}_u > s_{u1}$  であったりする。また、図よりペーラム-半沢法の強度  $s_{u1}$  が比較的の深度による変化が少ないのに対し、 $q_u$  法の強度  $\bar{s}_u$  が深度によって大きく変化することがわかる。SHANSEP 法の強度  $s_{u3}$  は、深度 25~27 m では  $\bar{s}_u$  よりも大きい；全体に  $s_{u1}$  に比べ小さく、27 m 以深では  $\bar{s}_u$  よりも小さくなっている。なお、供試体作

成時において深度 25~27 m の試料に多くのクラックが観察された。したがって、この深度で  $\bar{s}_u$  が特に低い原因は、試料の乱れが大きかったことによると考えられる。このように深度によって各強度間との関係は異なるが、図-32(b) より平均的な関係を求めると次のようになった。

$$\begin{aligned} \bar{s}_u &= 1.05 s_{u1} \\ \bar{s}_u &= 0.70 s_{u2} \\ \bar{s}_u &= 1.18 s_{u3} \end{aligned}$$

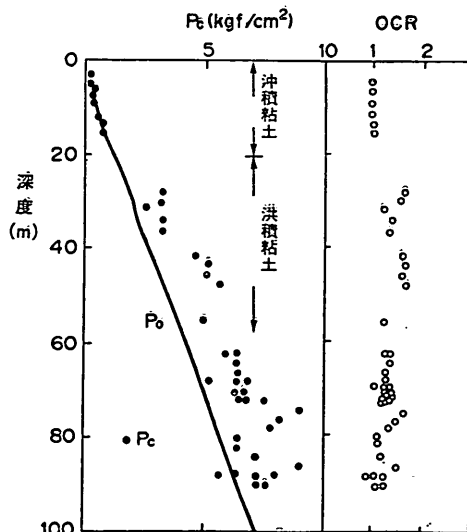


図-27  $p_o$  と  $p_c$  および OCR (大阪湾洪積粘土 A 地区)

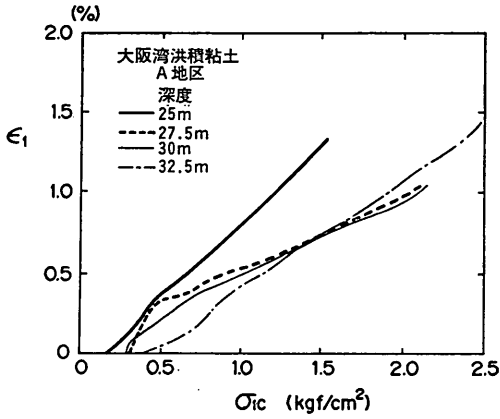


図-28  $K_0$  圧密中の軸方向応力と軸ひずみの関係 (大阪湾洪積粘土 A地区)

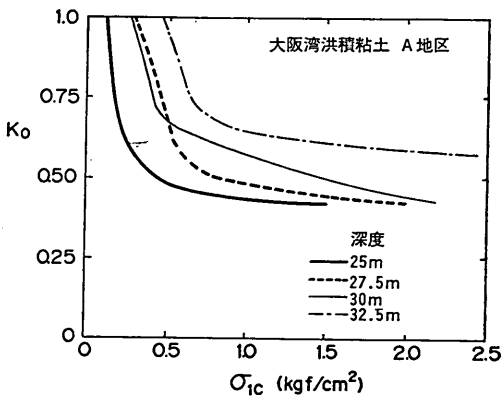


図-29  $K_0$  圧密中の軸方向圧密圧力と  $K_0$  値の関係 (大阪湾洪積粘土 A地区)

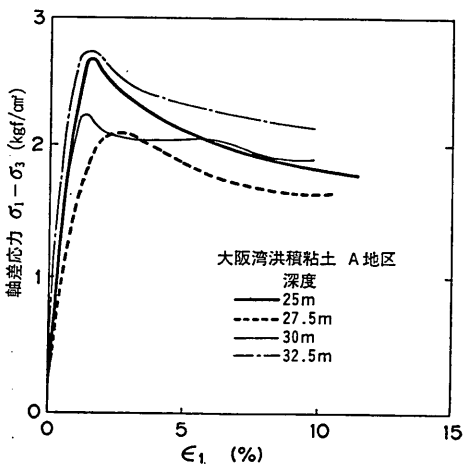


図-31(a) 簡易 CU 試験による応力ひずみ曲線 (大阪湾洪積粘土 A地区)

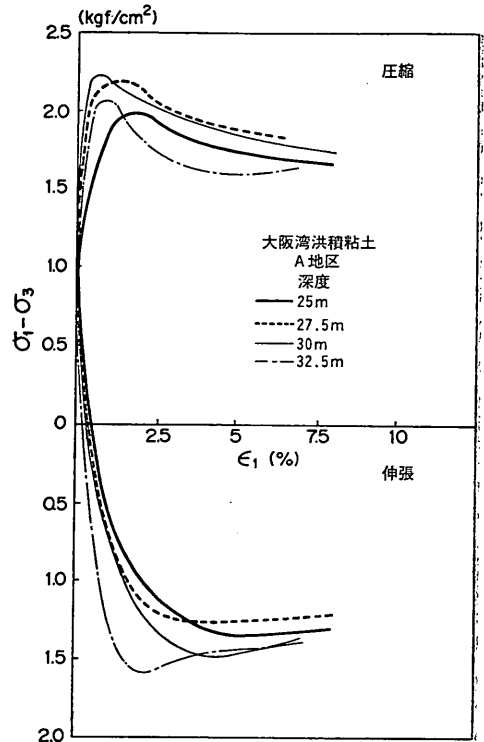


図-30(a) ベーラムー半正弦法による応力ひずみ曲線 (大阪湾洪積粘土 A地区)

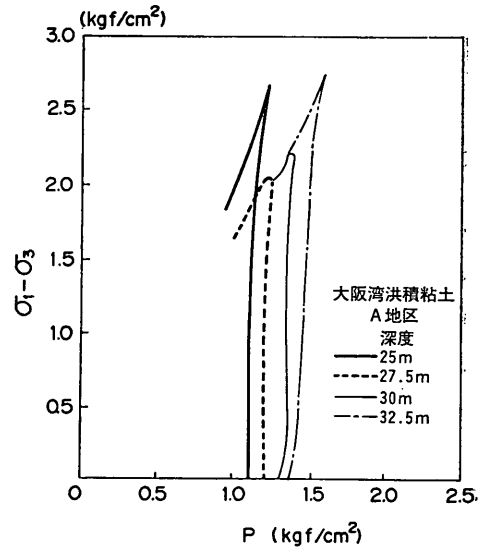


図-31(b) 簡易 CU 試験による応力径路 (大阪湾洪積粘土 A地区)



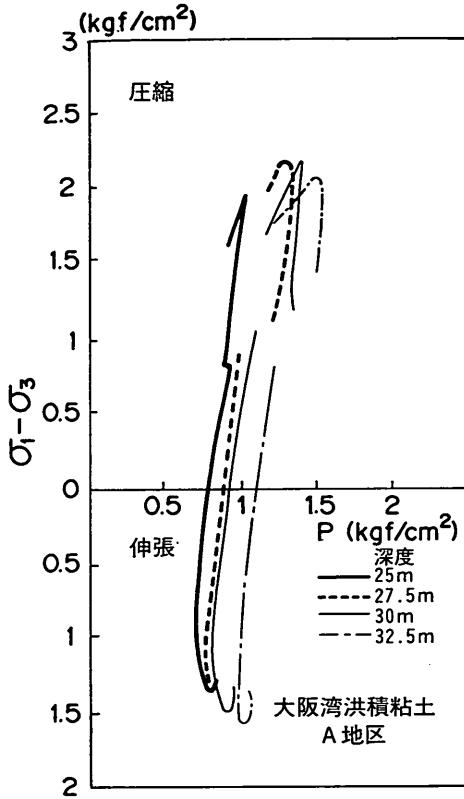


図-30(b) ベーラム—半沢法による応力径路 (大阪湾洪積粘土 A 地区)

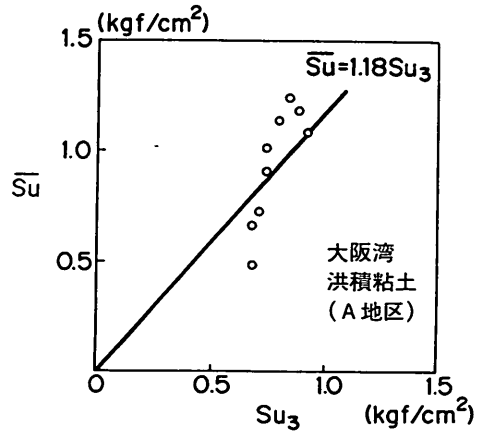
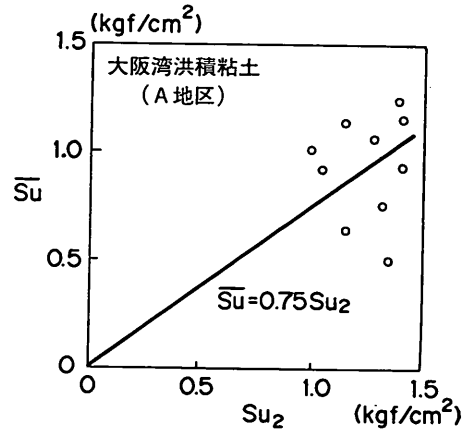
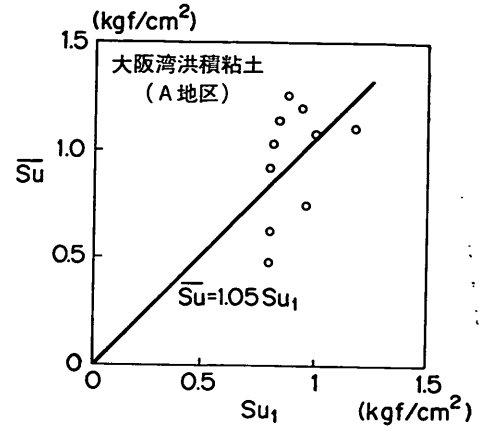


図-32(b) \$\bar{s}\_u\$ と \$s\_{u1}\$, \$s\_{u2}\$, \$s\_{u3}\$ との比較

すなわち、平均的には  $q_u$  法の強度  $\bar{s}_u$  は、ベーラム—半沢法の強度  $s_{u1}$  とほぼ等しく、簡易 CU 強度  $s_{u2}$  の 75% である。また、SHANSEP 法の強度  $s_{u3}$  は、 $\bar{s}_u$  に対しても  $s_{u1}$  に対しても小さい。

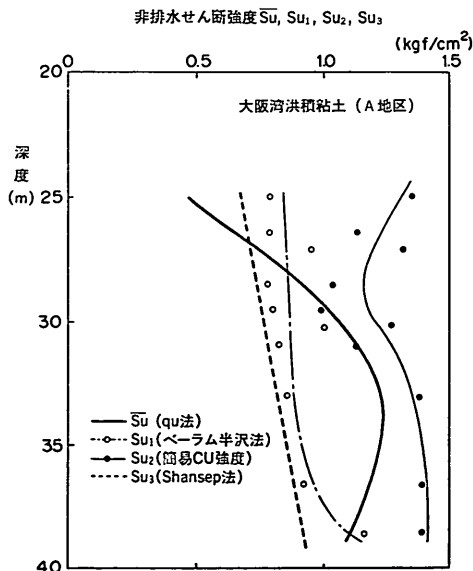


図-32(a) 深度ごとの  $\bar{s}_u$ ,  $s_{u1}$ ,  $s_{u2}$ ,  $s_{u3}$  の関係

(3) 大阪湾洪積粘土 (B地区)

B地区の試料は深度 22~50 m から採取したもので、  
 図-33(a), (b) に物理試験結果と  $q_u$  の分布を、図-34 に  
 標準圧密試験より得られた  $p_0$  と  $p_c$ 、および過圧密比を  
 示した。図のように、過圧密比は約 1.0~1.9 と小さく、  
 A地区と同様にやや過圧密な粘土地盤である。

図-35(a) に各深度ごとの  $\bar{s}_u$ ,  $s_{u1}$ ,  $s_{u2}$ ,  $s_{u3}$  を示した。  
 図のように、三軸試験による強度  $s_{u1}$  と  $s_{u2}$  は、 $q_u$  に  
 比べ深度方向のばらつきが小さい。なお、深度 40 m に  
 おいて非常に大きな簡易 CU 強度が表れているが (図中  
 に \* で示した)、この試料は三軸試験後に含水比が 14%  
 減少していたことから、非常に乱れの大きい試料であっ  
 たと考えられる (6章参照)。図-35(b) には  $\bar{s}_u$  と  $s_{u1}$ 、  
 $s_{u2}$ ,  $s_{u3}$  とのそれぞれの比較を示した。図より  $\bar{s}_u$  と

$s_{u1}$ ,  $s_{u2}$ ,  $s_{u3}$  との間には平均的に次の関係が得られた。

$$\begin{aligned} \bar{s}_u &\equiv \bar{s}_{u1} \\ \bar{s}_u &= 0.74 s_{u2} \\ \bar{s}_u &= s_{u3} \end{aligned}$$

A地区の粘土と同様に、 $\bar{s}_u$  はベラム半沢法の強度  
 とほぼ等しく、簡易 CU 強度の約 75% である。SHAN-  
 SEP 法の強度はこれまでの事例では  $\bar{s}_u$ ,  $s_{u1}$  よりも小  
 さい場合が多かったが、本事例では、平均的に  $\bar{s}_u$ ,  $s_{u1}$   
 と一致した。

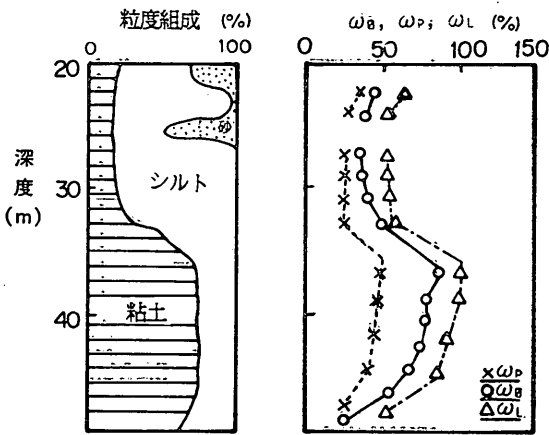


図-33(a) 物理試験結果 (大阪湾洪積粘土 B地区)

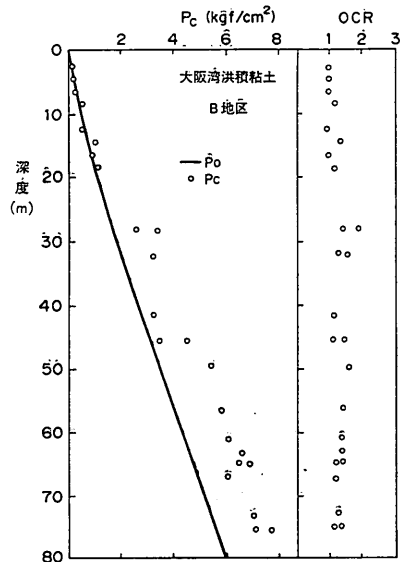


図-34  $p_0$  と  $p_c$  および過圧密比 (大阪湾洪積粘土 B地区)

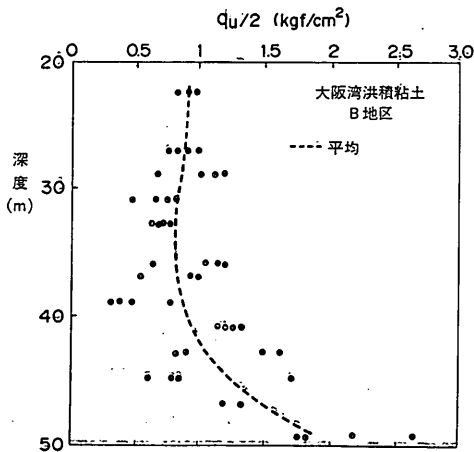


図-33(b)  $q_u$  の深度分布 (大阪湾洪積粘土 B地区)

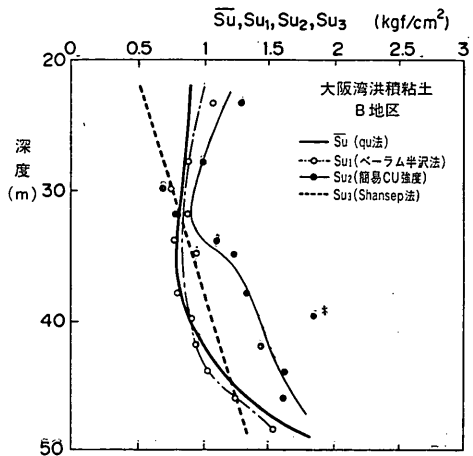


図-35(a) 深度ごとの  $s_{u1}$ ,  $s_{u1}$ ,  $s_{u2}$ ,  $s_{u3}$  の関係

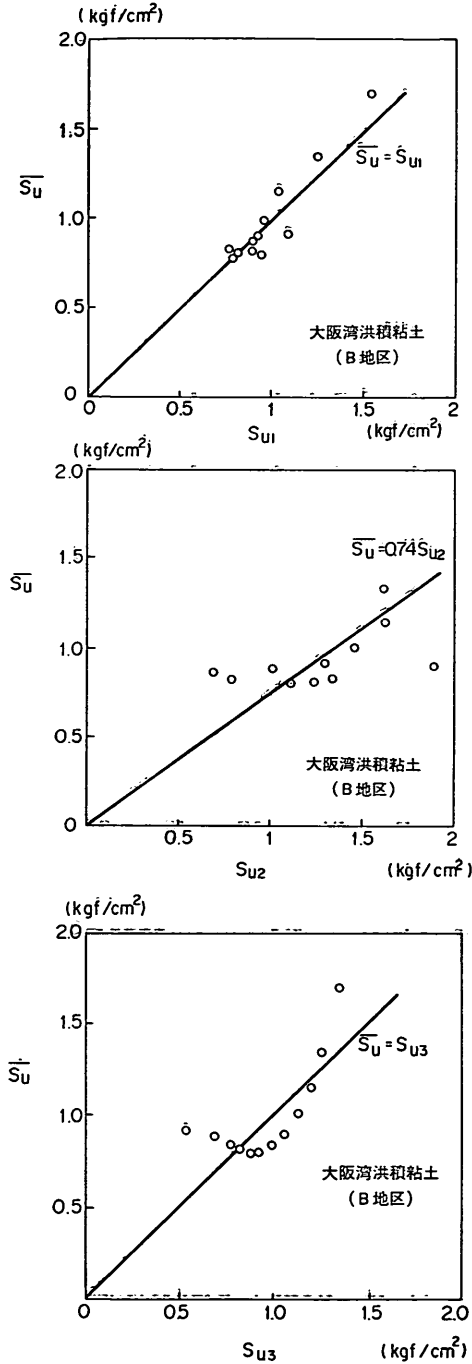


図-35(b)  $\bar{s}_u$  と  $\hat{\delta}_{u1}$ ,  $\hat{s}_{u2}$ ,  $s_{u3}$  との比較

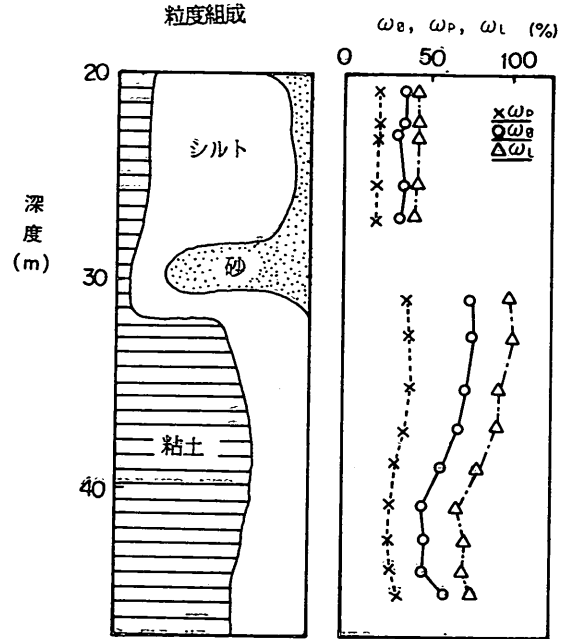


図-36(a) 物理試験結果 (大阪湾洪積粘土C地区)

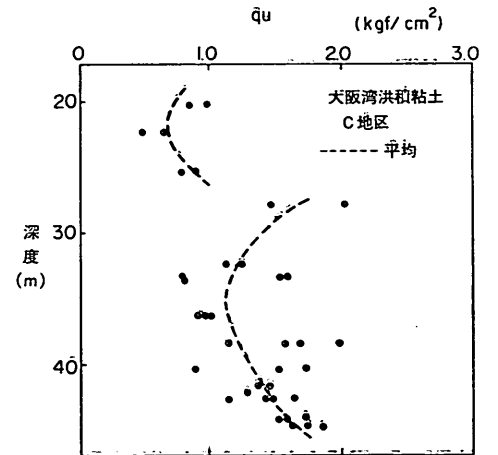


図-36(b)  $\bar{q}_u$  の深度分布 (大阪湾洪積粘土C地区)

(4) 大阪湾洪積粘土 (C地区)

C地区の試料は深度 20~45 m から採取したもので、図-36(a), (b) に物理試験結果と  $\bar{q}_u$  の分布を示した。この地区では圧密試験のデータが得られなかったが、A, B, D地区と大きな差はないと予想される。

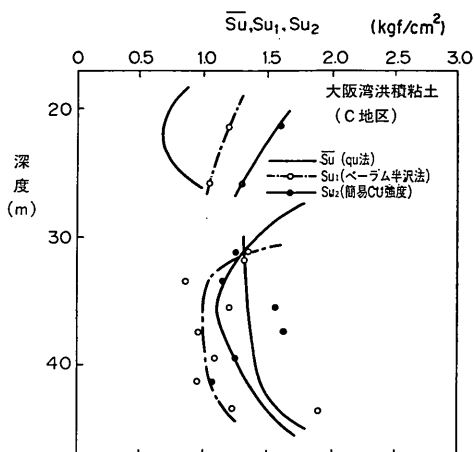


図-37(a) 深度ごとの  $\bar{s}_u$ ,  $s_{u1}$ ,  $s_{u2}$  の関係

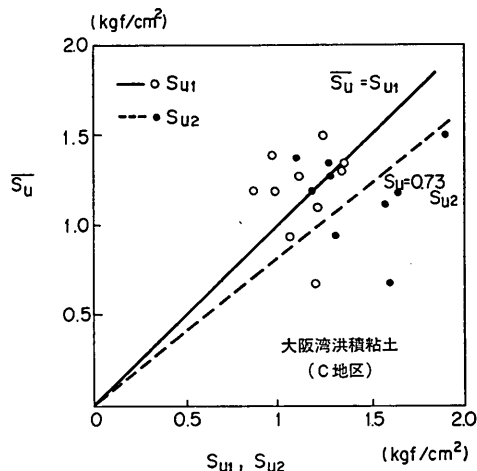


図-37(b)  $\bar{s}_u$  と  $s_{u1}$ ,  $s_{u2}$  との比較

図-37(a) に各深度ごとの  $\bar{s}_u$ ,  $s_{u1}$ ,  $s_{u2}$  を示し、図-37(b) には  $\bar{s}_u$  と  $s_{u1}$ ,  $s_{u2}$  とのそれぞれの比較を示した。図をみると、深度 30 m 以浅では  $q_u$  法の強度  $\bar{s}_u$  はベーム半沢法の強度  $s_{u1}$  よりも小さいが、30 m 以深では反対に  $\bar{s}_u$  が  $s_{u1}$  よりも大きくなるなど、比較的是っきりした違いがみられる。しかし、各強度の関係を平均すると次のようにまとめられる。

$$\begin{aligned} \bar{s}_u &= s_{u1} \\ \bar{s}_u &= 0.73 s_{u2} \end{aligned}$$

このように、平均的には  $\bar{s}_u$  と  $s_{u1}$  はほぼ等しいといえるが、両者のばらつきはこれまでの地区よりもかなり大きい。また、 $\bar{s}_u$  と  $s_{u2}$  の関係についても同様にばらつきが大きい、平均的には  $\bar{s}_u$  は  $s_{u2}$  の約73%であっ

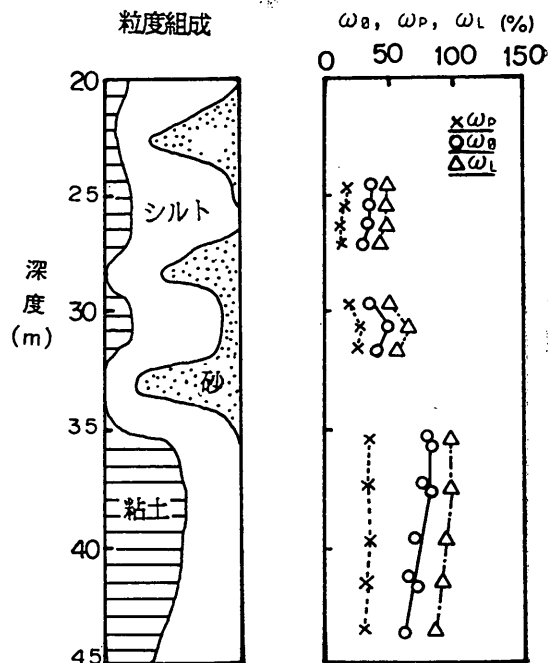


図-38(a) 物理試験結果 (大阪湾洪積粘土D地区)

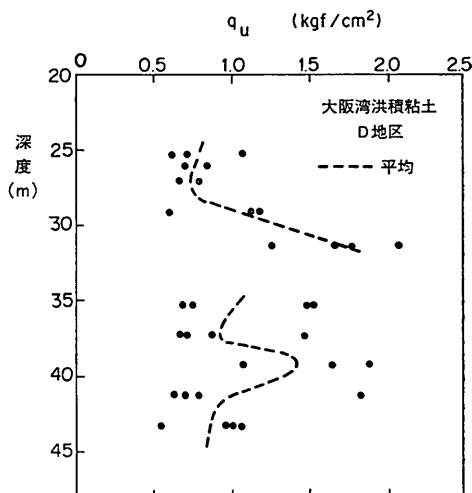


図-38(b)  $q_u$  の深度分布 (大阪湾洪積粘土D地区)

た。

(5) 大阪湾洪積粘土 (D地区)

D地区の試料は、深度 25~45 m から採取したもので、図-38(a), (b), (c) に物理試験結果と  $q_u$  の分布、標準圧密試験より得られた  $p_0$  と  $p_c$  の関係を示した。図のように過圧密比は、全体として 1.0~2.0 の範囲にある。

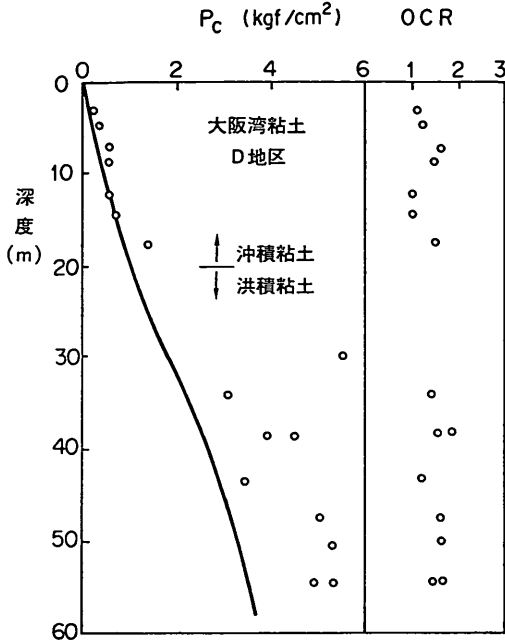


図-38(c)  $p_0$  と  $p_c$  および OCR (大阪湾洪積粘土D地区)

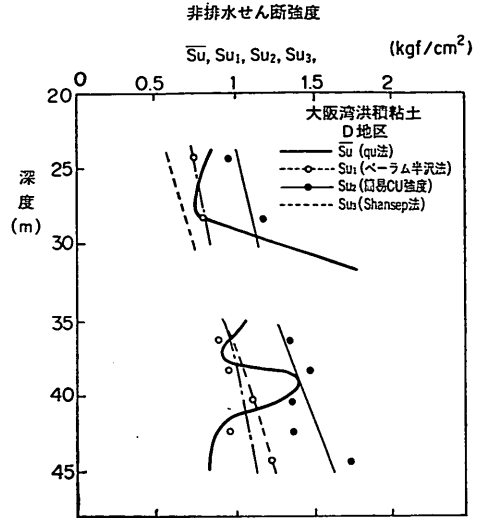


図-39(a) 深度ごとの  $\bar{s}_u$ ,  $s_{u1}$ ,  $s_{u2}$ ,  $s_{u3}$  の関係

図-39(a)に各深度ごとの  $\bar{s}_u$ ,  $s_{u1}$ ,  $s_{u2}$ ,  $s_{u3}$  を示し、図-39(b)には  $\bar{s}_u$  と  $s_{u1}$ ,  $s_{u2}$ ,  $s_{u3}$  とのそれぞれの比較を示した。図のように  $s_{u1}$ ,  $s_{u2}$ ,  $s_{u3}$  は深度とともに増加する傾向を示しているが、 $q_u/2$  の平均値である  $\bar{s}_u$  は、深度によって大きく変化し、したがって  $s_{u1}$ ,  $s_{u2}$ ,  $s_{u3}$  との関係も異なってくる。図-39(b)より  $\bar{s}_u$  と  $s_{u1}$ ,  $s_{u2}$ ,  $s_{u3}$  との関係は全体として次のようにまとめられる。

$$\begin{aligned} \bar{s}_u &= s_{u1} \\ \bar{s}_u &= 0.70 s_{u2} \\ \bar{s}_u &= s_{u3} \end{aligned}$$

このように、ばらつきが大きいものの平均的には  $\bar{s}_u$  と  $s_{u1}$  はほぼ等しく、また他の地区でみられた  $\bar{s}_u = 0.75 s_{u2}$  という関係もほぼ成立している。B地区の場合と同様に SHANSEP 法の強度は、 $s_{u1}$  と平均的には一致した。

図-40 は、大阪湾洪積粘土 A, B, C, D地区の全ての試料について、ベールム半沢法および簡易 CU 試験における、初期含水比と試験後の含水比の差  $\Delta w$  と圧密中の体積圧縮ひずみ  $\epsilon_v$  のヒストグラムを示したものである。図のように、ベールム半沢法の再圧縮ではほぼ  $-1.0 \sim -1.0\%$ 、簡易 CU 試験では  $1.0 \sim 2.0\%$  の含水比の低下が多くみられた。また、 $\epsilon_v$  は両試験とも  $1 \sim 2\%$  の場合がもっとも多かった。図-18 と比較すると、洪積粘土は沖積粘土に比べ、含水比の低下量、圧密中の体積ひずみ量ともにやや小さいといえる。

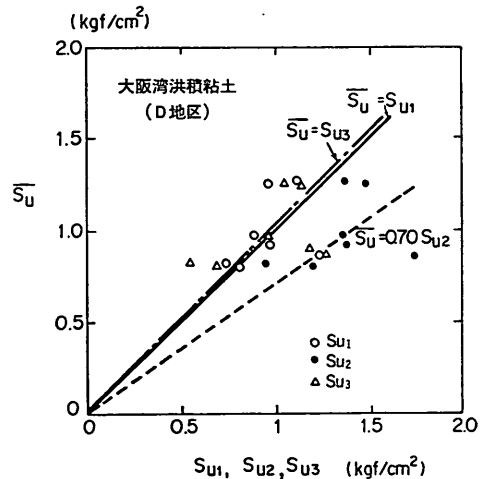


図-39(b)  $\bar{s}_u$  と  $s_{u1}$ ,  $s_{u2}$ ,  $s_{u3}$  との比較

図-41 は、AからD地区のすべての洪積粘土試料についてベールラム半沢法  $s_{u1}$  と簡易 CU 強度  $s_{u2}$  の比較を示した。図のように、 $s_{u1}$  と  $s_{u2}$  にはほぼ一定の関連がみられ、平均的には  $s_{u1}$  は  $s_{u2}$  の約 75% であるといえる。

### 4.3 東京湾の粘土による試験結果

東京国際空港(羽田空港)の沖合展開事業は第二港湾建設局によって実施され、現在は二期工事の段階である。同事業では軟弱地盤対策が大きな技術課題となっており、三軸試験による地盤強度の検討を行った。図-42 に、羽田地区の地盤構成を示すが、表層より建設残土、 $A_{c1}$  層、 $A_{c2}$  層、 $D_c$  層が現れる。この中で、 $A_{c1}$  層は東京港を浚渫したヘドロを捨て込んだ未圧密な超軟弱地盤であり、 $A_{c2}$  と  $D_c$  層はそれぞれ自然に堆積した沖積地盤と洪積地盤である。図-43 に代表的な含水比と塑性指数の深度分布を示すが、 $A_{c2}$  層と洪積層では明らかに塑性が異なっていることがわかる。

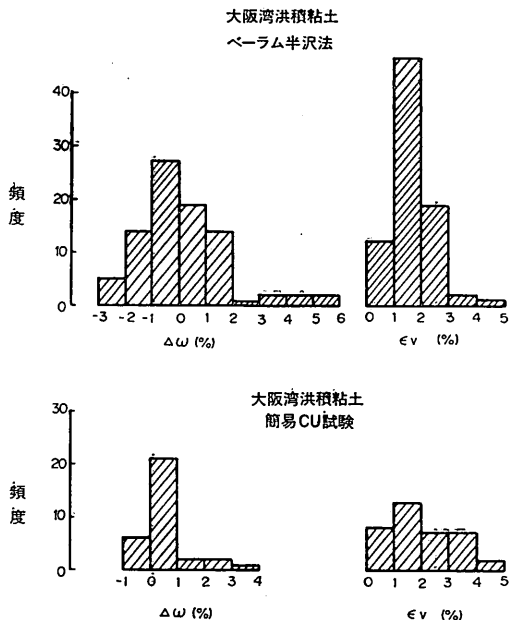


図-40 再圧縮による含水比の変化 (大阪湾洪積粘土)

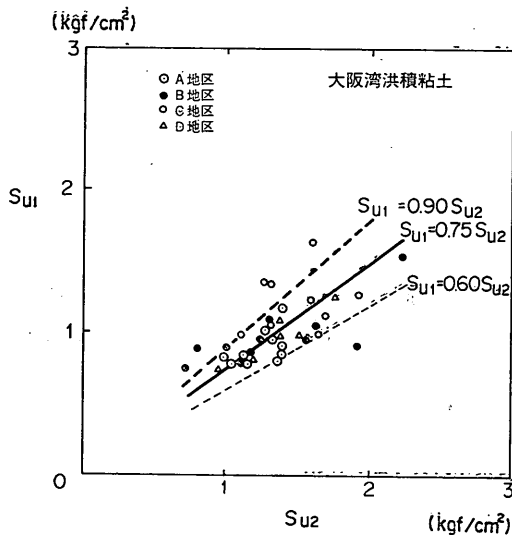


図-41  $s_{u1}$  と  $s_{u2}$  の比較 (大阪湾洪積粘土)

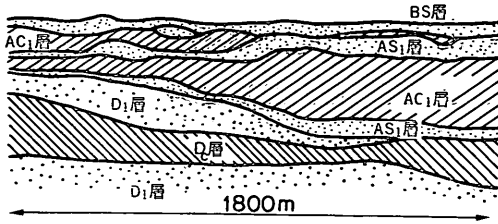


図-42 羽田地区の地盤構成

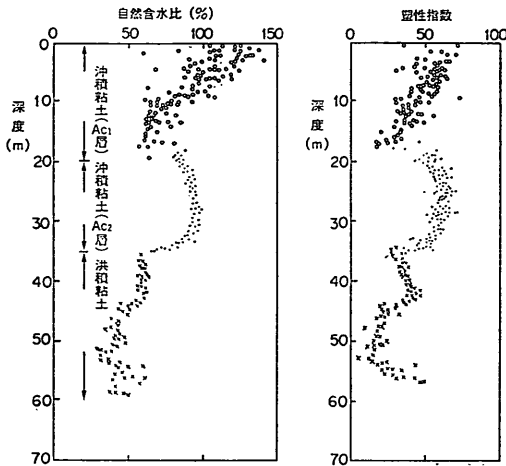


図-43 代表的な物理試験結果

(1) 東京湾沖積粘土 (A地区)

$A_{c2}$  層の力学特性を調べるために、大口径サンプラーを用いて乱さない試料を採取した。図-44は、サンプリングの方法を簡単に示したものである。図のように、直径 150 mm 長さ 80 cm の大口径サンプラーと通常口径サンプラー ( $\phi 75$  mm, 長さ 80 cm) を、交互に使用して試料を採取している。また、周辺の 5 箇所では、通常口径のサンプラーを用いた試料採取が行われており、それぞれ一軸圧縮試験と圧密試験が行われている。

図-45(a)に  $q_u$ ,  $\epsilon_f$ ,  $E_{s0}$  の深度分布を示した。図中の直線は、周辺の 5 箇所と同時に実施した通常口径のサンプリング試料の  $q_u$  の平均値である。図をみると、大口径サンプラーによる  $q_u$  と、通常口径サンプラーで採取した試料の  $q_u$  とは明らかに差が見られ、大口径試料の  $q_u$  は  $q_u$  の平均を示す直線よりやや大きく、大口径サンプラーの後に通常口径のサンプラーで採取した試料の  $q_u$  は、平均の直線よりも小さくなっている。図-45(b)は、大口径サンプラーによる試料と通常口径のサンプラーによる試料について、一軸圧縮試験における応力ひずみ曲線を比較した例である。図のように、通常口径のサンプラーの試料においては、破壊ひずみが大きく変形係数と強度が低いと

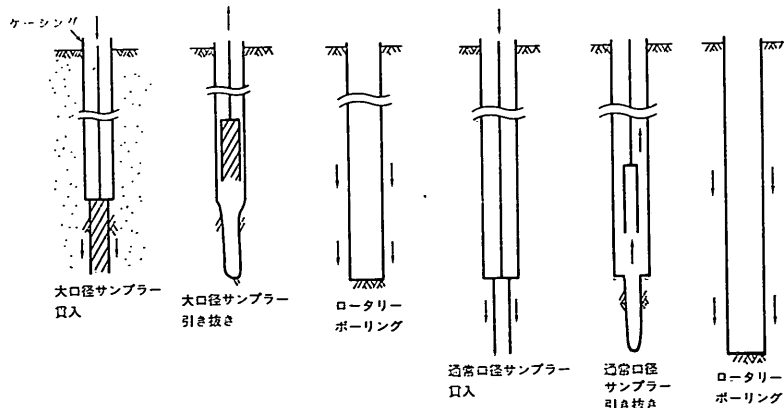


図-44 大口径サンプラーによるサンプリング方法

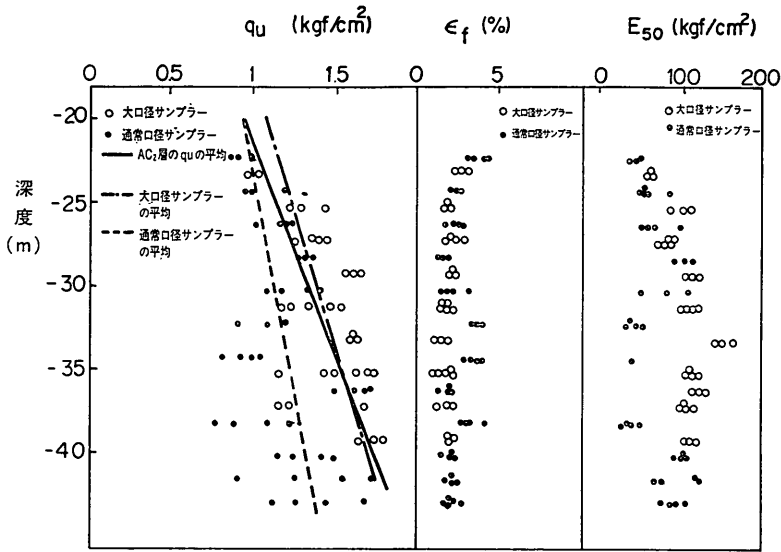


図-45(a)  $q_u$ ,  $\varepsilon_f$ ,  $E_{50}$  の深度分布

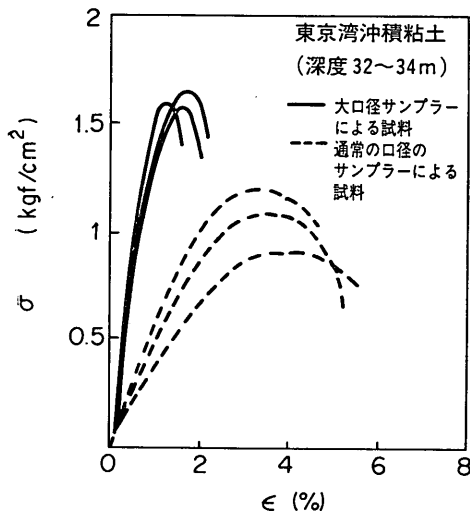


図-45(b) 一軸圧縮試験における応力ひずみ曲線  
(東京湾沖積粘土B地区)

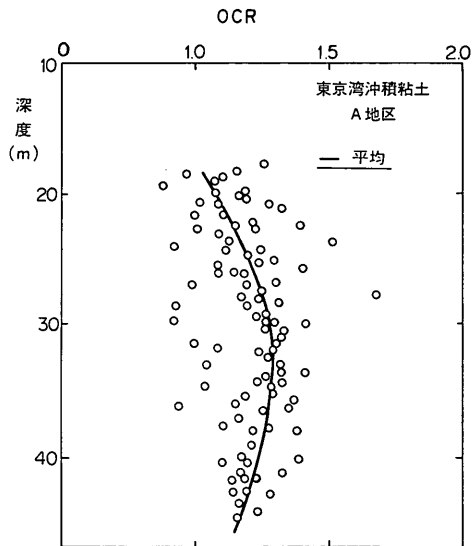


図-46 深度と OCR

いう、「練り返し型の乱れ」の特徴が表れている。これは、大口径サンプラーを引き抜く際の引っ張り力によって下部の地盤が大きく乱され、その影響が次に通常のサンプラーで採取した試料に残っていたためと考えられる。一方、大口径サンプラーの試料においては、一般的なサンプリングに比べ乱れの小さい試料が得られたために  $q_u$  が大きいと推定される。図-45(a) に示された  $q_u$  の差は、これらの試料の品質の違い(乱れの程度)が反

映したと解釈できる。図-45(a) は、同一の地盤であっても、サンプリングされた試料の品質によって  $q_u$  が変化することを示す一例である。

図-46 に標準圧密試験より得られた  $p_c$  と土被り圧  $p_0$  の関係から求めた過圧密比をまとめて示した。図のように、過圧密比は測定された  $p_c$  によって0.8~1.7の範囲でばらついているが、平均的には1.1から1.3の範囲にあると考えられる。



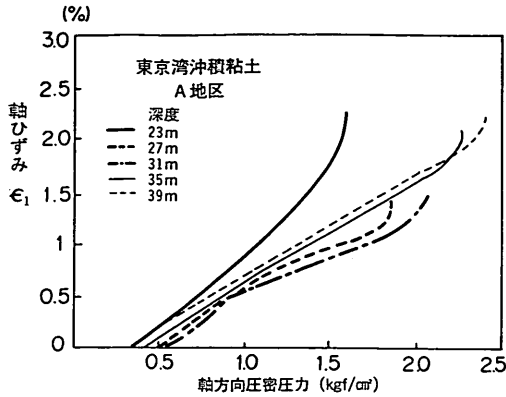


図-47  $K_0$  圧密時の軸方向圧密圧力と軸ひずみの関係 (東京湾沖積粘土)

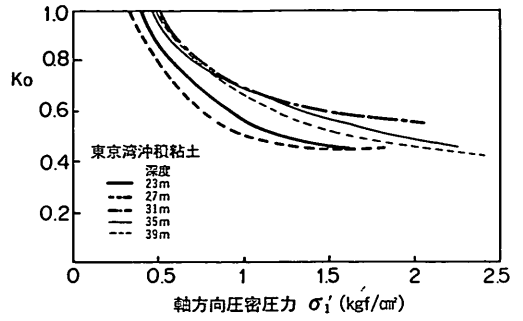


図-48  $K_0$  圧密時の軸方向圧密圧力と  $K_0$  値の関係 (東京湾沖積粘土)

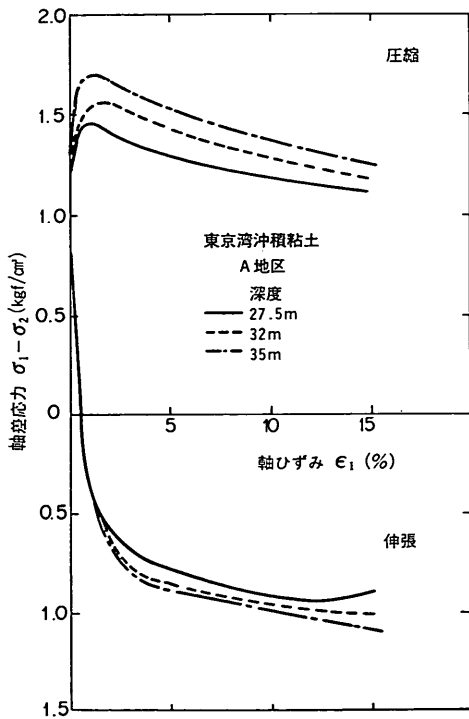


図-49(a) ベーラム半沢法における応力ひずみ曲線 (東京湾沖積粘土)

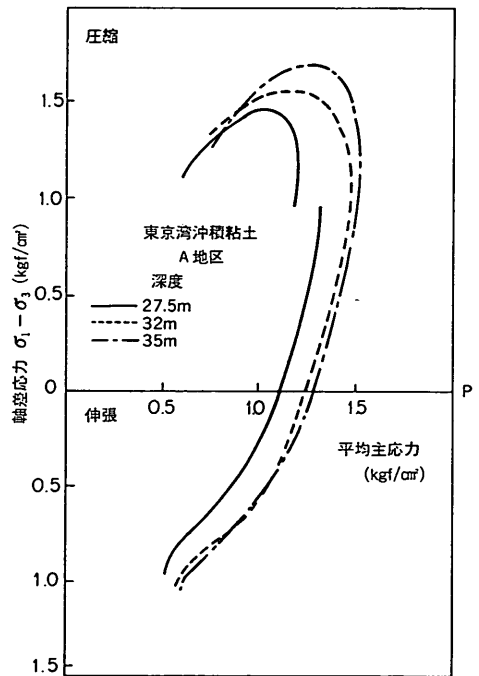


図-49(b) ベーラム半沢法における応力経路 (東京湾沖積粘土)

大口径サンプラーによって採取された試料を用いて、ベーラム半沢法による試験を行った。図-47は、 $K_0$  圧密過程での軸方向応力と軸ひずみの関係である。 $K_0$  圧密過程における軸ひずみ ( $K_0$  条件なので体積ひずみに等しい) 量は、1.5~2.5%であった。図-48は軸方向圧密圧力と  $K_0$  値の関係である。図のように、軸方向圧密

圧力が土被り圧の1/2になるとほぼ  $K_0$  は0.4~0.6前後で一定となっている。 $K_0$  圧密中の軸ひずみと  $K_0$  値の傾向は大阪湾の沖積、洪積粘土とほぼ同様であった。

図-49(a), (b)は、土被り圧まで  $K_0$  圧密した後に圧縮および伸張したときの応力ひずみ曲線と応力経路である。図のように、圧縮時はひずみが0.5~1.5%において

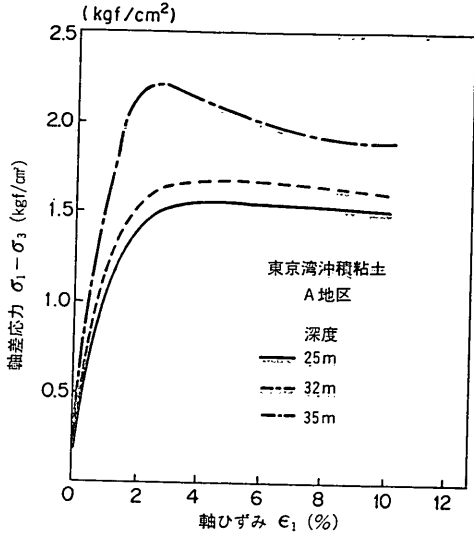


図-50(a) 簡易 CU 試験における応力ひずみ曲線 (東京湾沖積粘土)

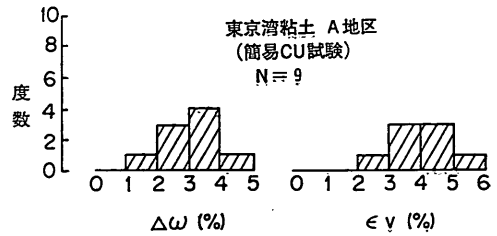
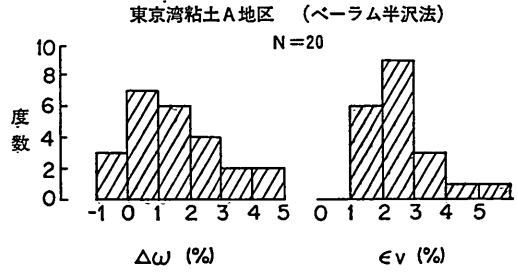


図-51 含水比の変化

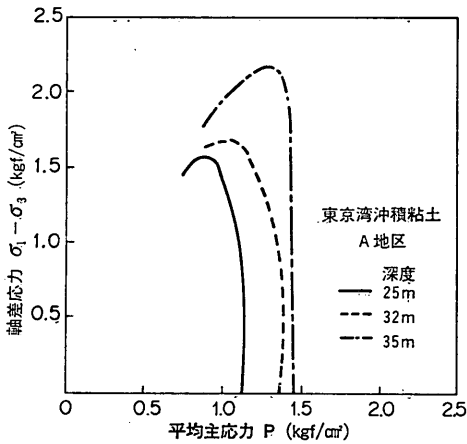


図-50(b) 簡易 CU 試験における応力経路 (東京湾沖積粘土)

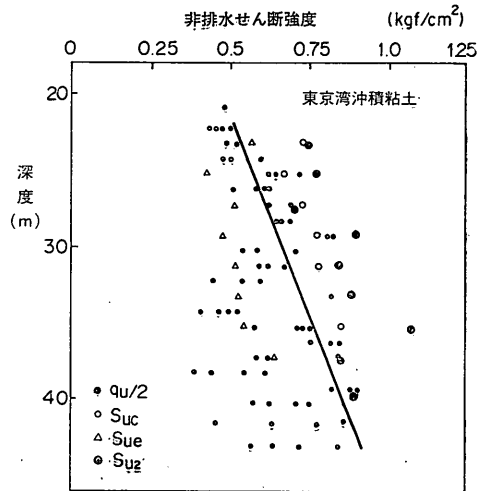


図-52  $q_u$ ,  $S_{ue}$ ,  $S_{uc}$ ,  $S_{u2}$  の比較

軸差応力がピークに達する。一方、伸張時は変形と共に軸差応力が徐々に増加し、ひずみ15~20%でピークに達する。図-50(a), (b)は、簡易 CU 試験における応力ひずみ曲線と応力経路の例である。図-50(a)のように、簡易 CU 強度においては破壊後の強度の低下が図-49(a)に比べそれほど顕著でない。図-51は、ベーム半沢法および簡易 CU 試験において、初期含水比と試験後の含水比の差  $\Delta w$  と圧密中の体積ひずみ  $\epsilon_v$  のヒストグラムである。図のように、ベーム半沢法の再圧縮では0.0~2.0%、簡易 CU 試験では3.0~4.0%の含水比の低下

が多くみられた。また、 $\epsilon_v$ の平均はベーム半沢法、簡易 CU 試験においてそれぞれ2.5%、4%であった。

図-52は、深度ごとにベーム半沢法による再圧縮後の圧縮  $s_{uc}$  と伸張強度  $s_{ue}$ 、簡易 CU 強度  $s_{u2}$  を  $q_u/2$  とともに示したものである。図のように  $s_{uc}$ ,  $s_{ue}$ ,  $s_{u2}$  のいずれもほぼ深度とともに直接的に増加する傾向を示し、 $q_u/2$  に比べてばらつきは非常に少ない。

次に SHANSEP 法の強度を求めるための一連の三軸試験を行った。図-53は  $p_c$  の3倍まで正規圧密しその

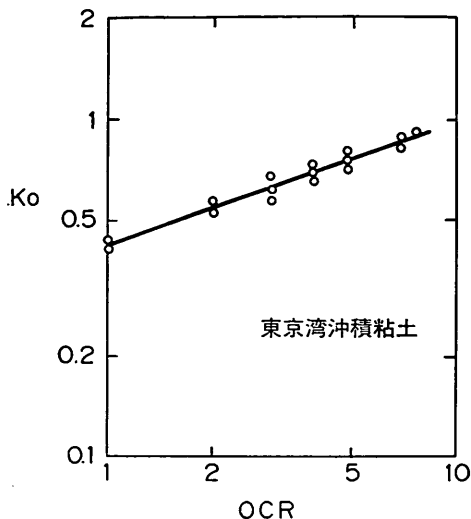


図-53  $K_0$  と OCR

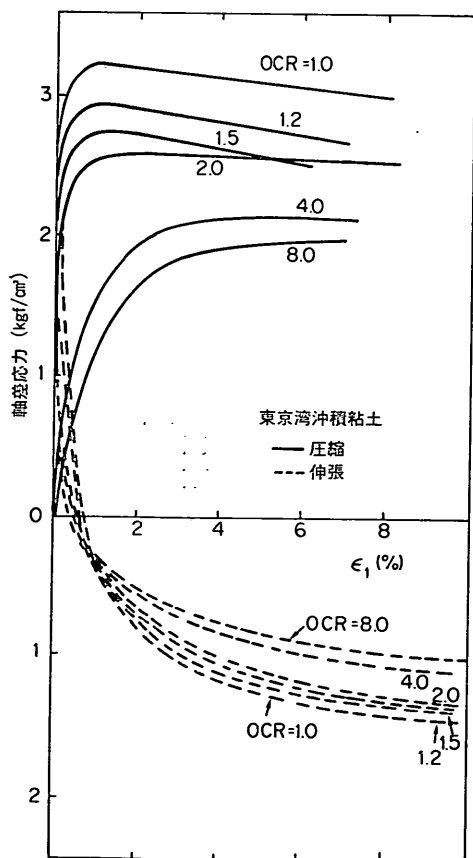


図-54 SHANSEP 法における応力ひずみ曲線 (東京湾沖積粘土)

後に除荷して膨張させ過圧密粘土としたときの  $K_0$  値との関係である。過圧密比  $R$  と  $K_0$  の関係は(8)式と同様に次式でよく表された。

$$K_{0R} = K_{0n} \cdot R^m \quad (K_{0n} = 0.4, m = 0.40)$$

図-54(a), (b) は、圧密膨張後に圧縮及びせん断したときの応力ひずみ曲線と応力経路を、過圧密比ごとに示したものである。図-55 は、過圧密比  $R$  に対して、圧縮強度  $(s_{uc}/p)_R$  と伸張強度  $(s_{ue}/p)_R$  を示した。

図-56(a) に各深度における  $\bar{s}_u, s_{u1}, s_{u2}, s_{u3}$  を示し、図-56(b) では、 $\bar{s}_u$  と  $s_{u1}, s_{u2}, s_{u3}$  との比較を示した。

なお、 $\bar{s}_u$  については、平均的な試料と乱れが大きい試料のそれぞれについて求めた。それぞれの強度の関係をまとめると次のようになる。

$$\bar{s}_u = 1.03 s_{u1}$$

$$\bar{s}_u = 0.85 s_{u2}$$

$$\bar{s}_u = 1.25 s_{u3}$$

図のように、平均的な試料では  $q_u$  法による強度  $\bar{s}_u$  はベラム半沢法  $s_{u1}$  よりもやや大きい。 $\bar{s}_u$  は簡易 CU 強度  $s_{u2}$  の 85% であり、SHANSEP 法の強度は  $\bar{s}_u, s_{u1}$  よりも小さくなっている。

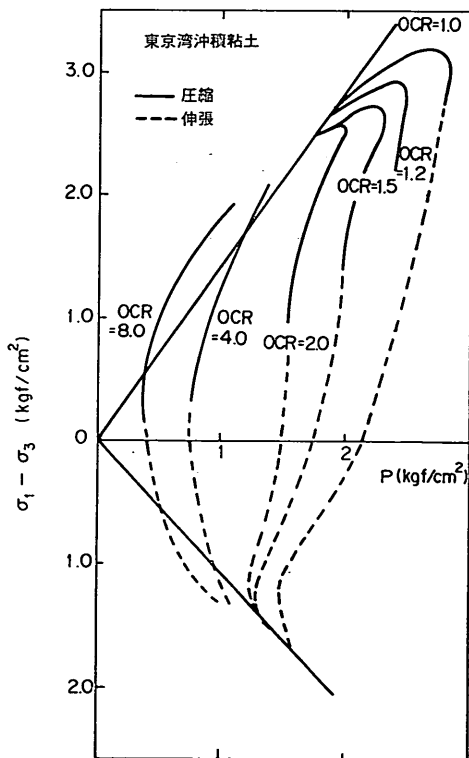


図-54 SHANSEP 法における応力経路 (東京湾沖積粘土)

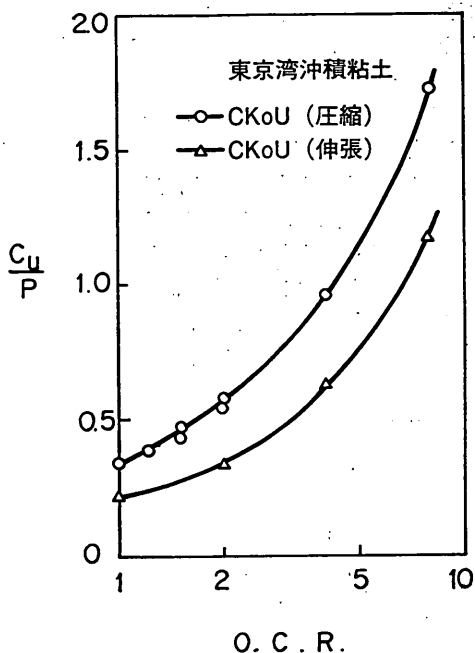


図-55 軸方向圧密圧力で正規化した非排水強度 (東京湾冲積粘土)

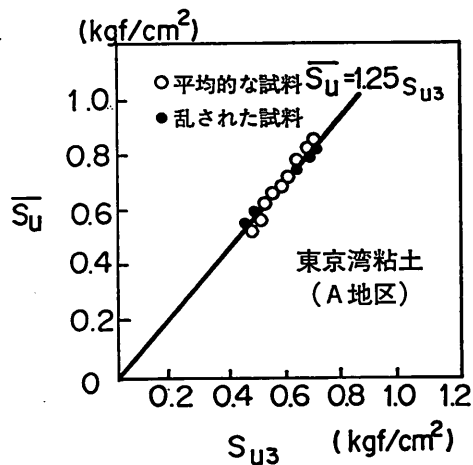
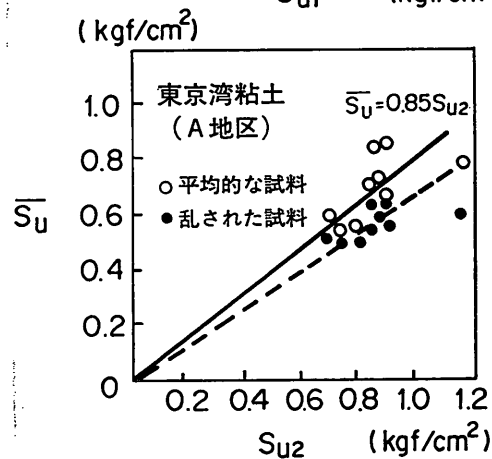
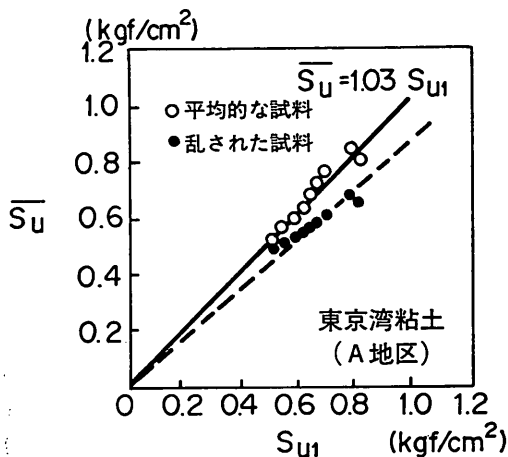


図-56(b)  $\bar{S}_U$  と  $S_{U1}$ ,  $S_{U2}$ ,  $S_{U3}$  の比較 (東京湾冲積粘土)

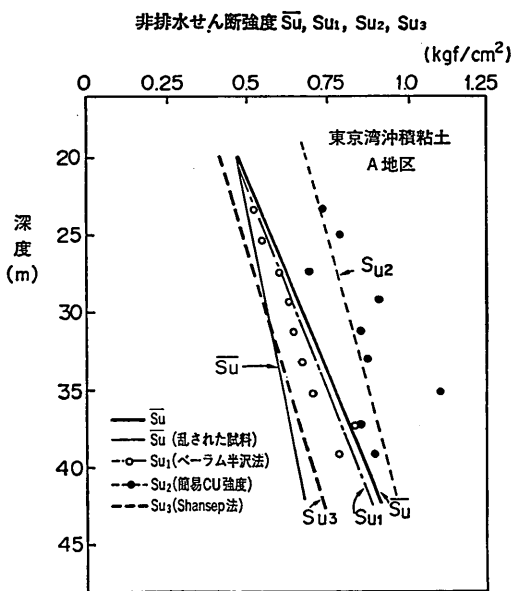


図-56(a)  $\bar{S}_U$ ,  $S_{U1}$ ,  $S_{U2}$ ,  $S_{U3}$  と深度 (東京湾冲積粘土)

(2) 東京湾沖積粘土および洪積粘土 (B地区)

羽田空港B地区において、 $A_{c2}$ 層と $D_c$ 層から固定ピストン付シンウォールサンプラーで採取した乱さない試料を用い、一軸および三軸試験を行った。

図-57に $q_u$ と深度の関係を示した。図-58(a)は深度ごとに $q_u/2$ 、再圧縮後の圧縮強度 $s_{uc}$ 、伸張強度 $s_{ue}$ 、簡易CU強度 $s_{u2}$ を示した。図のように、 $s_{uc}$ 、 $s_{ue}$ 、 $s_{u2}$ のいずれもほぼ深度とともに増加する傾向を示している。また、図-58(b)には再圧縮中の含水比の減少量 $\Delta w$ と体積圧縮ひずみ $\epsilon_v$ のヒストグラムを示したが、 $\Delta w$ と $\epsilon_v$ の平均はベールーム半沢法の場合にそれぞれ1.5%、2.5%、簡易CU試験では1.5%、2.5%であった。これらの値はA地区とはほぼ同様である。

$q_u$ から求めた強度 $\bar{s}_u$ 、ベールーム半沢法の強度 $s_{u1}$ 、簡易CU強度 $s_{u2}$ を深度ごとに示したのが図-59(a)である。図-59(b)には $\bar{s}_u$ と $s_{u1}$ 、 $s_{u2}$ 、 $s_{u3}$ のそれぞれについての比較を示した。各強度の関係は次のようになる。

$$\bar{s}_u = 1.07 s_{u1}$$

$$\bar{s}_u = 0.85 s_{u2}$$

$$\bar{s}_u = 1.25 s_{u3}$$

図のように、 $q_u$ 法による強度 $\bar{s}_u$ とベールーム半沢法 $s_{u1}$ による強度はほぼ等しい。本事例においてもSHANSEP法の強度は $\bar{s}_u$ 、 $s_{u1}$ よりも小さかった。

図-60は、東京湾粘土A地区およびB地区についてベールーム半沢法の強度 $s_{u1}$ と簡易CU強度 $s_{u2}$ を比較

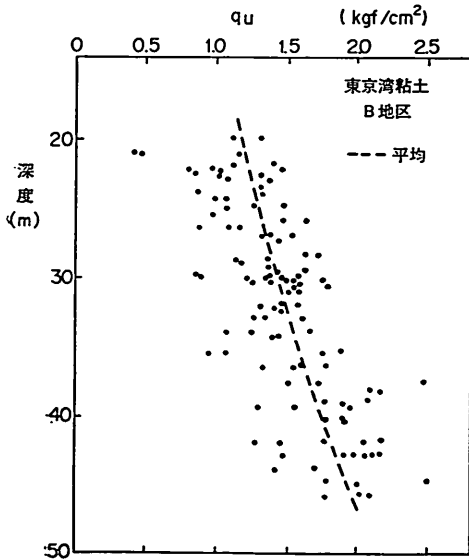


図-57  $q_u$ の深度分布 (東京湾粘土B地区)

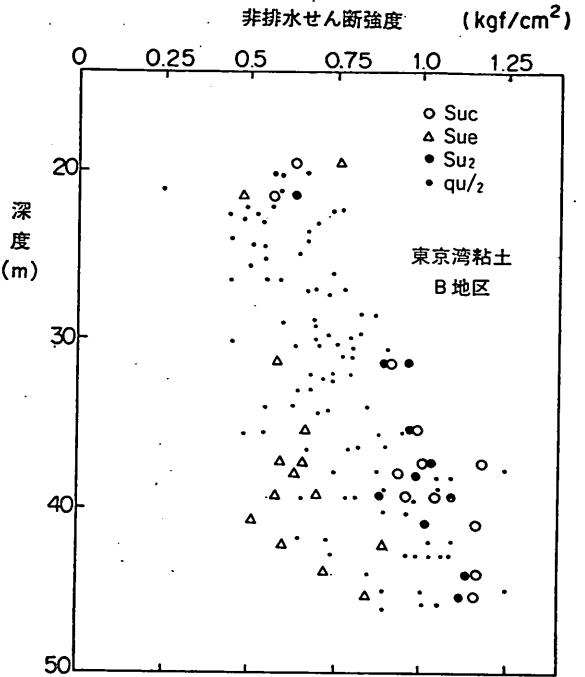


図-58(a) 深度と $q_u/2$ 、 $s_{uc}$ 、 $s_{ue}$ 、 $s_{u2}$ の比較

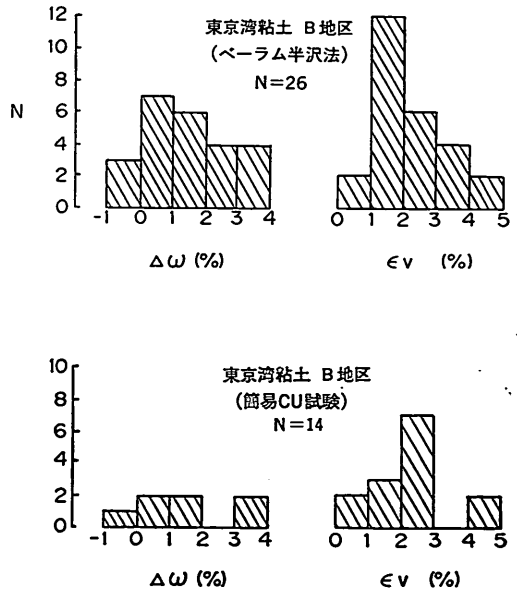


図-58(b) 再圧縮中の含水比の減少量と体積圧縮ひずみ

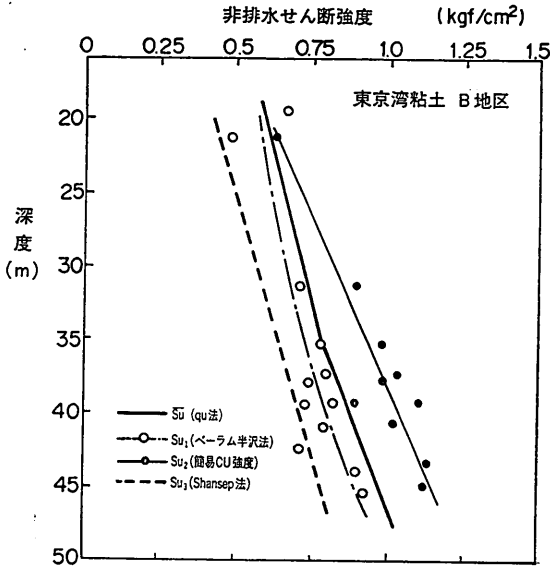


図-59(a) 深度ごとの  $\bar{s}_u$ ,  $s_{u1}$ ,  $s_{u2}$  と  $s_{u3}$  の関係 (東京湾B地区)

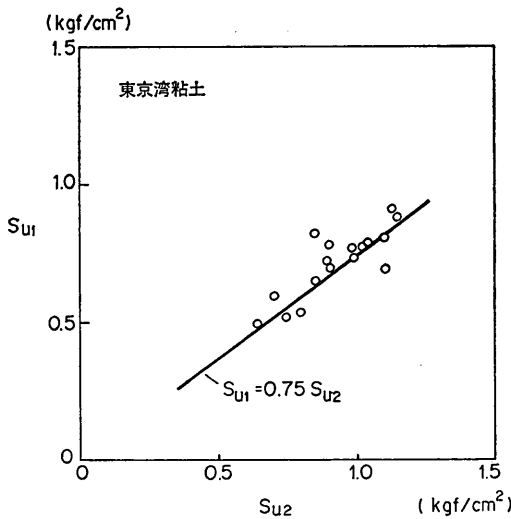


図-60  $s_{u1}$  と  $s_{u2}$  の関係 (東京湾粘土)

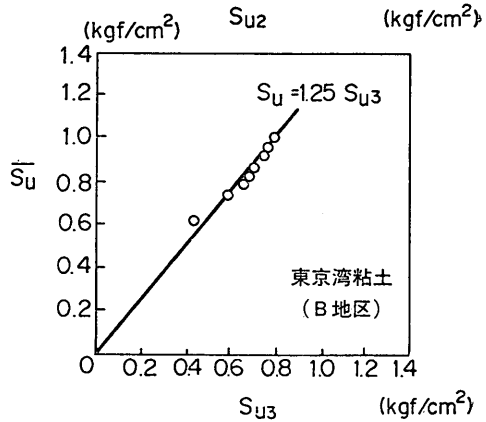
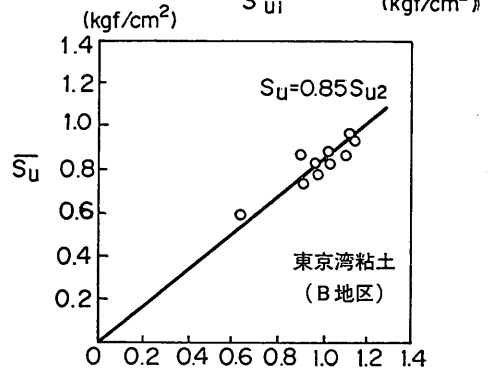
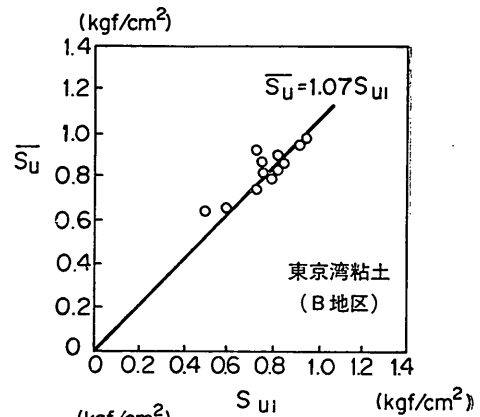


図-59(b)  $\bar{s}_u$  と  $s_{u1}$ ,  $s_{u2}$ ,  $s_{u3}$  との比較 (東京湾B地区)

したものである。図のように、両者にはほぼ一定の関係がみられ  $s_{u1}$  は  $s_{u2}$  の 70~90% である。図中に示した実線は  $s_{u1} = 0.75 s_{u2}$  であるが  $s_{u1}$ ,  $s_{u2}$  の関係をよく示しているといえる。このような  $s_{u1}$ ,  $s_{u2}$  との関係は、図-41 にみられるような大阪湾洪積粘土とほぼ同様であった。

### 5. $q_u$ 法による強度と三軸試験を用いた方法による強度の関係

今回実施した一連の試験結果にもとづいて、 $q_u$  法による強度と三軸試験を用いた方法による強度の関係について考察した。

5.1 各強度間の関連性

図-61(a)は、 $q_u$ 法の強度  $\bar{s}_u$  とベールマン半沢法の強度  $s_{u1}$  を比較したものである。図中には、通常よりも大きく乱されていることが確認されている試料を黒丸で示している。図をみると、非排水せん断強度が  $0.75 \text{ kgf/cm}^2$  以下 ( $q_u$  では  $1.5 \text{ kgf/cm}^2$  以下) の場合は、乱れが大きい試料を除くならば  $\bar{s}_u$  と  $s_{u1}$  はよく一致しているといえる。このことは、半沢らが東京湾大黒町粘土について報告した図-9(a)の結果と符合する。一方、強度が  $0.75 \text{ kgf/cm}^2$  以上 ( $q_u$  では  $1.5 \text{ kgf/cm}^2$  以上) の範囲をみると平均的に  $\bar{s}_u$  と  $s_{u1}$  は一致するようであるが、両者の関係は一定ではなく、 $\bar{s}_u > s_{u1}$  の場合と  $\bar{s}_u < s_{u1}$  の場合があらわれるようになる。

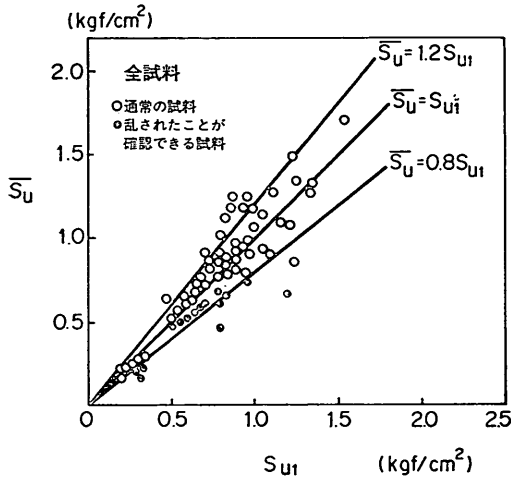


図-61(a)  $\bar{s}_u$  と  $s_{u1}$  (全試料)

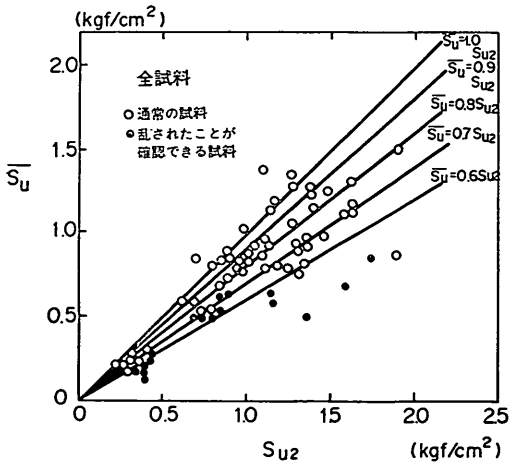


図-61(b)  $\bar{s}_u$  と  $s_{u2}$  (全試料)

図-61(b)は、 $\bar{s}_u$  と簡易 CU 強度  $s_{u2}$  を全試料について比較したものである。図のように、ばらつきが大きい平均的に  $\bar{s}_u$  は  $s_{u2}$  の 70~80% である。また、乱れの大きい試料では  $s_{u2}$  に対して  $\bar{s}_u$  が明らかに小さくなっている。

図-62は、SHANSEP法の強度と  $\bar{s}_u$  を比較したものである。図のように SHANSEP法の強度は、一部のデータを除いて  $q_u$ 法の強度よりも 20% 程度小さい。半沢によると SHANSEP法の強度は、年代効果を有する aged 粘土の強度を過小に評価することを指摘しているが<sup>3)</sup>、今回わが国の海成自然粘土について行った試験結果は、半沢の指摘が妥当であることを裏付けている。したがって、SHANSEP法の有効性は荷重履歴が明かで

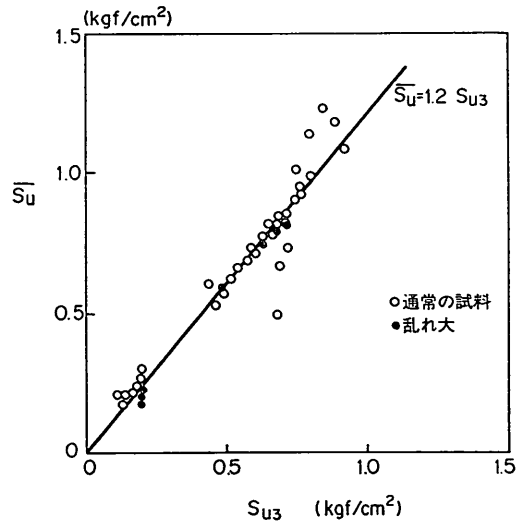


図-62 SHANSEP法の強度と  $\bar{s}_u$  の比較 (全試料)

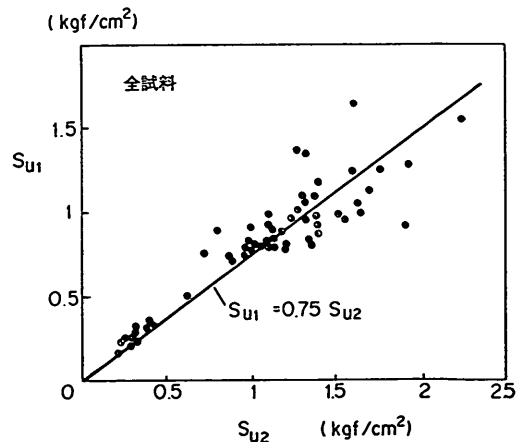


図-63  $s_{u1}$  と  $s_{u2}$  の関係 (全試料)

堆積年代の若い地盤に限定されるべきであり、自然地盤には適用できないと考えられる。

次に、ベラムー半沢法の強度と簡易 CU 強度を比較した結果を図-63 に示した。図をみると、両者の間にはほぼ

$$s_{u1} = (0.60 \sim 0.90) s_{u2}$$

の関係があり、平均的には

$$s_{u1} = 0.75 s_{u2} \quad (9)$$

となる。(9)式を用いることによって、簡易 CU 強度からベラムー半沢法の強度に相当する強度を求めることができる。すでに述べたように、簡易 CU 強度は高度な試験技術を要するベラムー半沢法の強度を簡便に求めるために本研究で新たに定義したものである。(9)式で示されたベラムー半沢法と簡易 CU 試験の関係は、地盤の非排水せん断強度における異方性に関連していると考えられるので、あらゆる地盤についてその関係を一律に決めることには無理があるといえる。しかし、わが国の港湾地域における地盤に限定するならば、その力学特性は比較的一様であるとされており<sup>24)</sup>、今回大阪湾粘土と東京湾粘土について求めた(9)式は、このような地盤において適用できると考えられる。ただし、たとえば内陸部における粘土地盤や、過圧密比の非常に大きい地盤等については、今回の研究の範囲外であるので、(9)式を適用する際は注意が必要である。

### 5.2 試料の乱れ、強度の異方性および時間効果が一軸圧縮強度に及ぼす影響

図-64 は、今回用いたすべての試料について圧縮強度と伸張強度を比較したものである。図のように伸張強度は圧縮強度の60~80%であり、したがって圧縮強度と伸張強度の平均の強度は圧縮強度の80~90%になる。このことは、一軸圧縮強度を安定解析に用いる場合の強度異方性に関する補正係数  $c_2$  が平均的には

$$c_2 = 0.85 \quad \dots\dots(10)$$

であることを意味している。

図-65 は、三軸圧縮試験および三軸クリープ試験の結果にもとづいてわが国の港湾地域における粘性土の時間効果をまとめたものである。これらの試料は塑性指数が40から70で、砂分やシルト分の多いいわゆる中間土は含んでいない。一般に安定解析に用いるべき非排水せん断強度は、ひずみ速度 0.01%/min 程度に対応するものが適当であると考えられるので、一軸圧縮試験のせん断速度 1.0%/min に対する補正係数  $c_3$  は平均的に

$$c_3 = 0.88 \quad \dots\dots(11)$$

となる。

2章で検討したように、 $q_u$  法は 試料のサンプリング

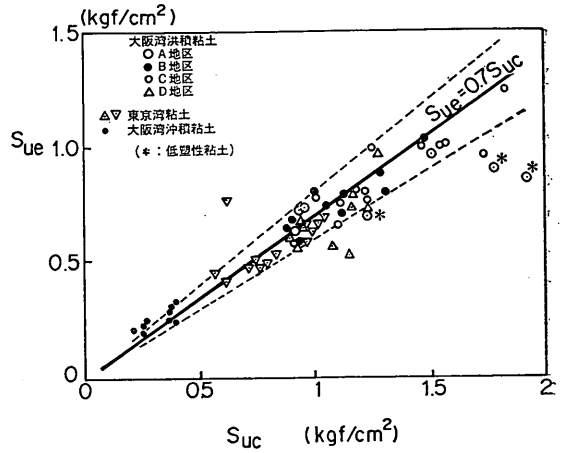


図-64 圧縮強度と伸張強度の比較

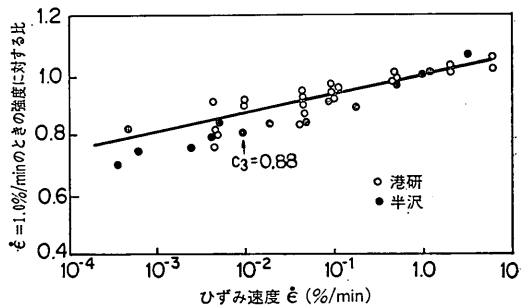


図-65 時間効果のまとめ

時の乱れ、強度異方性、時間効果、すべり面の角度の仮定、平面ひずみ条件の影響などの要因が(3)式で表されるようなバランスを保つことによって成立していると考えられる。この中で、すべり面の角度の仮定と平面ひずみ条件の効果が相殺できると仮定すると、(3)式は(5)のように簡略化されることを述べた。

$$c_1 \cdot c_2 \cdot c_3 = 1 \quad \dots\dots(5)$$

これまでの検討の結果得られた(10)、(11)式より、異方性と時間効果の効果を合わせると次のようになる。

$$c_2 \cdot c_3 = 0.75 \quad \dots\dots(12)$$

したがって、(5)式が成立するためには、サンプリング時の乱れによる補正係数  $c_1$  は

$$c_1 = 1.33 \quad \dots\dots(13)$$

でなければならない。

(12)式は、乱れの影響が全く無い場合、一軸圧縮強度は強度異方性と時間効果のために地盤の強度(安定解析に用いられるべき代表的な強度)を

$$(1/0.75 - 1) \times 100 = 33\%$$

程度過大に評価することを示している。さらに、(13)式よ



り、サンプリングによる乱れによって平均的に

$$(1-1/1.33) \times 100 = 25\%$$

程度、強度が低下することによって  $q_u$  法的前提となる(5)式のバランスが成立することがわかる。

したがって、サンプリングの過程における乱れの影響が全く無い場合の仮想的な圧縮強度を  $q_{up}$  とするならば、乱れの程度によって  $q_u$  の平均値  $\bar{q}_u$  と  $q_{up}$  の関係は、次のように変化すると考えられる。

- (a)  $\bar{q}_u > 0.75 q_{up}$  —  $\bar{q}_u/2$  は地盤の強度を過大に評価している。(乱れが小さい)
  - (b)  $\bar{q}_u = 0.75 q_{up}$  —  $\bar{q}_u/2$  は地盤の強度を適度に評価している。(乱れが適度のレベル)
  - (c)  $\bar{q}_u < 0.75 q_{up}$  —  $\bar{q}_u/2$  は地盤の強度を過小に評価している。(乱れが大きい)
- ……(4)

図-2 をみると、中瀬の事例研究においては、 $q_u$  の最大値付近を地盤の強度とした場合(図-2 の②の直線)には、安全率を20~25%過大に評価している。これは、 $q_u$  の最大値が乱れの非常に少ない試料によって得られたものであり(ただし応力解除による効果は避けられない)、この値を用いることは(4)式の(a)の場合に相当して、地盤の強度を過大に評価したためであると考えられる。一方、図-2 において  $q_u$  の平均値  $\bar{q}_u$  で計算した場合はほぼ安全率が1であるが、これは  $\bar{q}_u$  を用いると(b)の場合に対応したため、地盤の強度として適切な評価ができたと推定される。このように、沿岸域の軟弱地盤で  $q_u$  法の適用性が高いことは、我が国における通常のサンプリングによって得られた試料の乱れが(4)式の(b)のレベルであること、つまり乱れによる強度の低下が強度異方性、時間効果の影響とうまくバランスしていることによると考えられる。

### 5.3 試料の乱れと $q_u$ 法の強度の関係

前項に述べたように、 $\bar{s}_u$  の地盤の強度としての評価は、サンプリング時の試料の乱れのレベルに依存すると考えられる。ここでは、 $\bar{s}_u$  とベラムー半沢法の強度との比較から乱れの影響を考察する。

今回試験を行った沖積粘土地盤では、特に大きく試料が乱されている場合を除いて  $q_u$  法の強度  $\bar{s}_u (= \bar{q}_u/2)$  とベラムー半沢法の強度  $s_{u1}$  がほぼ一致することがわかった。図-66(a), (b) は、大阪湾沖積粘土と東京湾沖積粘土の一軸圧縮強度のばらつきと、ベラムー半沢法による圧縮強度  $s_{uc}$ 、伸張強度  $s_{ue}$  の関係を示したものである。図をみると  $q_u/2$  の上限値はほぼ  $s_{uc}$  に、下限値は  $s_{ue}$  に対応している。このように、東京湾や大阪湾の粘土では、 $q_u/2$  の上限値が  $s_{ue}$  にほぼ一致している

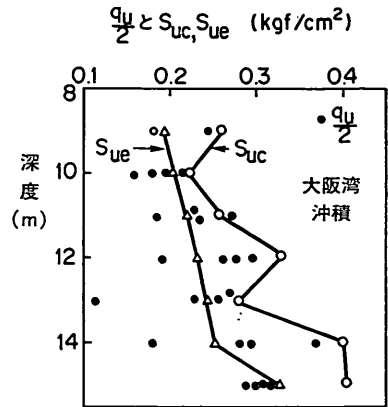


図-66(a)  $q_u/2$  のばらつきと  $s_{uc}$ ,  $s_{ue}$  の関係

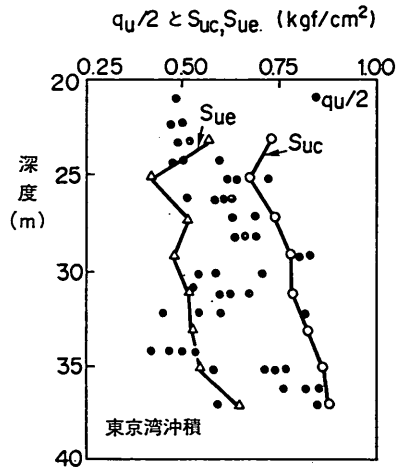


図-66(b)  $q_u/2$  のばらつきと  $s_{uc}$ ,  $s_{ue}$  の関係

ポストンブルークレーの事例(図-7(b))とははっきりと異なった関係を示している。つまり、わが国の沖積粘土では、 $q_u$  法の強度  $\bar{s}_u$  は、時間効果を考慮した上での圧縮強度と伸張強度の平均値にほぼ対応している。図-66(a), (b) のような関係がある場合は、 $q_u/2$  の平均値は時間効果や強度異方性を考慮した強度と等価になっており、(5)式の関係を満足することになる。次に、ばらつきの観点から三軸試験による強度を検討する。図-67(a)~(f)は、今回の試験において、ベラムー半沢法の強度  $s_{u1}$ 、簡易 CU 試験  $s_{u2}$  の強度と深度の関係を示したものである。今回は1つのシンウォールチューブの試料から1個ずつ  $s_{u1}$ ,  $s_{u2}$  を求めているが、図のように  $s_{u1}$  のばらつきは、図-66 にみられる  $q_u/2$  のばらつきに比べると明らかに小さいといえる。また、 $s_{u2}$  についても  $s_{u1}$  ほどではないが安定した強度を示しており、

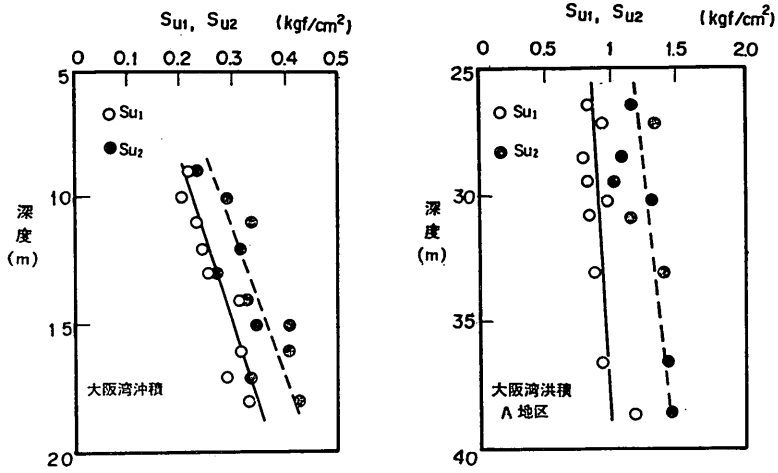


図-67(a) ベーラム半沢法の強度と簡易 CU 試験の強度の深度方向分布

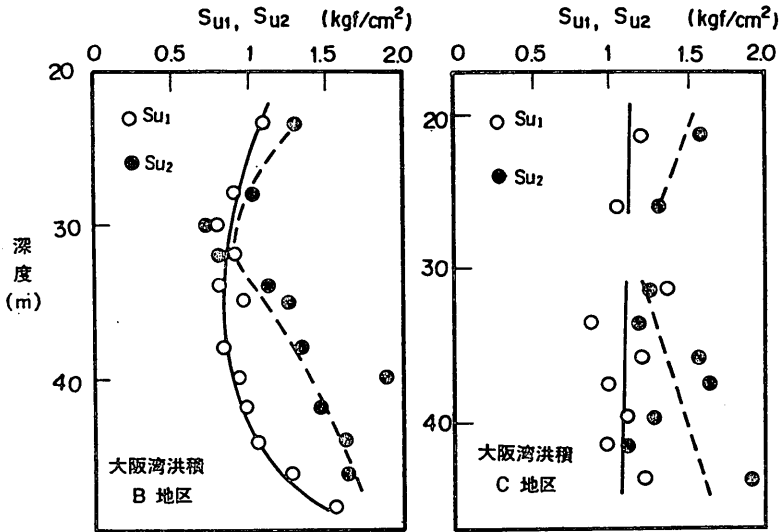


図-67(b) ベーラム半沢法の強度と簡易 CU 試験の強度の深度方向分布

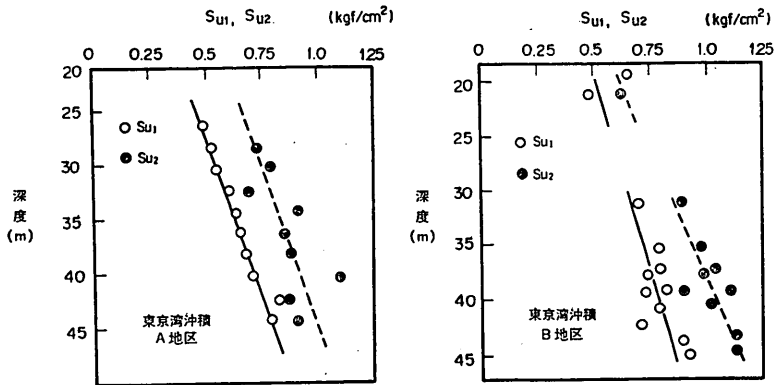


図-67(c) ベーラム半沢法の強度と簡易 CU 試験の強度の深度方向分布

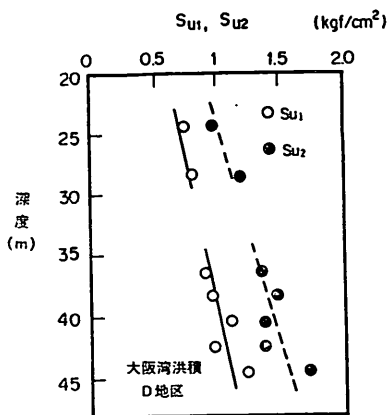


図-67(d) ベーラム半沢法の強度と簡易 CU 試験の強度の深度方向分布

三軸試験による強度は一軸圧縮強度よりもばらつきが小さいといえる。

このように、三軸試験の強度、特にベーラム半沢法の強度  $s_{u1}$  が深度に対して安定した値を示すのに対して、 $q_u$  法の強度  $\bar{s}_u$  は変動が大きく、同一の粘性土においても  $\bar{s}_u$  と  $s_{u1}$ ,  $s_{u2}$  の関係が異なってくる。今回の試験結果によると、この傾向は地盤の強度が  $0.75 \text{ kgf/cm}^2$  以上になる洪積粘土地盤において多くみられ、 $\bar{s}_u$  と  $s_{u1}$  の関係は次の3通りの場合に分けることができた。

- (a)  $\bar{s}_u > s_{u1}$
  - (b)  $\bar{s}_u = s_{u1}$
  - (c)  $\bar{s}_u < s_{u1}$
- } ……(16)

試験に用いた個々の供試体を詳細に観察すると、これらの中で(c)の場合は、明らかに試料にクラックや貝殻などによる大きな乱れが観察される場合が多かった。これに対して、(a)のように  $q_u$  の平均値がベーラム半沢法の強度よりも大きい場合は、一軸圧縮試験における破壊びずみが小さく、ばらつきも非常に少ないきわめて良質な試料とみなされる場合が多かった。つまり、(a)、(b)、(c)は、それぞれ乱れの程度が小さい、普通、大きい場合に対応していると推定されるのである。

2章で述べたように、中瀬の事例研究は、 $q_u$  法の強度がすべり破壊に対して妥当な強度であることを示している。また、半沢も、ベーラム半沢法の強度が安定解析に用いる地盤の代表的な強度であることを、いくつかの事例によって示している。これらの既往の報告は、乱れの程度が「普通」であるような乱さないサンプリングでは、 $q_u$  法の強度  $\bar{s}_u$  とベーラム半沢法の強度  $s_{u1}$  とがほぼ等しいという今回の試験結果に対応すると考え

られる。すなわち、(b)の関係が成り立つような、「普通」の乱れは、試料の乱れによる  $q_u/2$  の平均値の低下と、強度異方性、時間効果などの要因とがバランスする「適度」の乱れであるといえることができる。

以上のことから、 $\bar{s}_u$  と  $s_{u1}$  の関係から次のような乱れの判定基準が成り立つと推定できる。

- (a) 試料の乱れが大きい場合  $\bar{s}_u < s_{u1}$
  - (b) 試料の乱れが適度の場合  $\bar{s}_u = s_{u1}$
  - (c) 試料の乱れが小さい場合  $\bar{s}_u > s_{u1}$
- } ……(16)

今回の試験結果をみると、一般的には(b)の場合、すなわち  $\bar{s}_u = s_{u1}$  で乱れが適度のレベルにある場合が多かったといえることができる。これは、わが国においては、現在のサンプリング技術によって得られる試料の品質が、 $q_u$  法にとって適当なものであることを意味する。2章において  $q_u$  法が国際的には一般的な方法では無いことを指摘したが、 $q_u$  法の妥当性は各国でのサンプリング技術とも深く関連していると考えられる。1979年の国際サンプリングシンポジウムで、Osterberg は米国の粘性土のサンプリング技術の現状を次のように報告した<sup>23)</sup>。

「1949年にポッシュレフによって説明された最良の乱さない試料を採取する方法は、今日でも依然として有効である。しかし、北アメリカでは、通常の乱さない試料の採取において、彼によって記述された技術の大部分は使われていない。(中略) 大部分の乱さない試料のサンプリングは、直径 76 mm のオーブンドライブサンプラーによって行われ、ピストン付きのサンプラーは、オープンサンプラーで採取できない場合や特別な場合を除いて、あまり用いられていない。」

このような米国の現状に対して、わが国では乱さない試料の採取はすべて固定ピストンサンプラーによって行われ、ポッシュレフが「最良の乱さない試料を採取する方法」として提案した技術が、比較的忠実に実施されているといえるのである。 $q_u$  法が米国で一般的でない大きな原因には、現場レベルにおけるサンプリング技術の大きな違いがあると考えられる。

(16) 式の関係は、ベーラム半沢法の強度  $s_{u1}$  と簡易 CU 強度  $s_{u2}$  の間に(9)式のような関係が成り立つことを利用すると、次のように表わすことができる。

- (a) 乱れが大きい場合  $\bar{s}_u < 0.75 s_{u2}$
  - (b) 乱れが適度の場合  $\bar{s}_u = 0.75 s_{u2}$
  - (c) 乱れが小さい場合  $\bar{s}_u > 0.75 s_{u2}$
- } ……(17)

(17) 式と(14)式を比較すると、(17)式の  $s_{u2}$  が(14)式の  $q_{up}$  と対応していることがわかる。これは、簡易 CU 強度  $s_{u2}$  が、乱れが無い場合の理想的な圧縮強度  $q_{up}$  の2分の1に相当するということであり、(9)式と(17)式の0.75は強度

異方性と時間効果とを考慮した補正係数を意味することになる。

以上のように、今回行った一連の試験によって一軸圧縮強度における乱れの影響を、定量的に明らかにすることができた。 $q_u$ 法は、強度異方性や時間効果とによって地盤の強度を過大に評価する効果を、乱れによる平均強度の低下でバランスを取る方法であるといえる。したがって、 $q_u$ 法の強度はサンプリングされた試料の乱れの程度に依存し、乱れが適度のレベルにある場合でなければ地盤の強度を過小にあるいは過大に評価することになるのである。通常のサンプリングでは乱れの程度はほぼ適度のレベルにあると考えられるが、今回の結果をみると深度が大きい場合、乱れの程度は一定なくなる傾向がある。また、2章の図-3(a), (b), (c)で示したような調査者による $q_u$ の平均値の相違の原因も、調査者ごとの試料の乱れの程度の差であると考えられる。

今回の結果をみると、乱れの影響を受けにくい強度としてはベールーム-半沢法の強度が有効であるが、簡易CU試験による強度と補正係数0.75を用いる方法も簡便な強度決定法であるといえる。また、簡易CU強度を求め $q_u$ 法による強度と(7)式によって比較することは、試料の乱れの程度を判定し、土質調査結果の信頼性を評価するための実用的な方法でもある。

## 6. 乱れの大きい粘土試料における再圧縮の効果

前章までの検討によって、乱れの影響を直接受けやすい $q_u$ 値およびその平均値として得られる $q_u$ 法の強度 $\bar{s}_u$ に比べ、代表的な再圧縮法であるベールーム-半沢法の強度は乱れの影響を受けにくいと考えられることを示した。また、試験手順が複雑なベールーム-半沢法の強度と新たに本研究の提案した簡易CU強度が、ほぼ一定の関係にあることも明らかになった。これらの結果より、実用的な再圧縮法の強度として簡易CU強度を用い、実際の業務において試料の品質の評価や強度の決定を行うことができると考えられる。

さて、これまでの検討は自然地盤の粘土試料の試験結果にもとづくものであるが、これらの試料は一部を除いて顕著な乱れを受けていないと考えられる試料であった。しかし、実際の業務においては、何らかの原因で大きな乱れを受けた粘土試料が採取され、それらを用いた試験結果が報告される場合もあると予想される。一般に、乱れが大きくなるとともに試料内には大きな過剰間隙水圧が発生する。ベールーム-半沢法や簡易CU法などの再圧縮を行うと、乱された粘土ほど含水比の低下が大きくなって強度が増加することが予想される。このよう

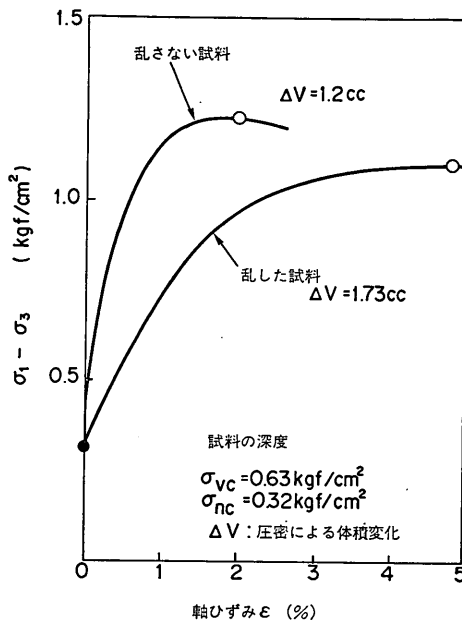


図-68 乱れが再圧縮後の強度におよぼす影響 (半沢<sup>15)</sup>による)

な場合に、再圧縮法が過大な強度を与える可能性について検討しておくことは重要な課題であると考えられる。

図-68は、半沢が乱さない粘土試料(東京湾大黒町粘土)を軸ひずみが1.0%になるまで圧縮して人工的に乱れを与えた後に、ベールーム-半沢法による強度を求めて乱れの影響を比較した例である<sup>15)</sup>。図のように、再圧縮過程で生じる体積変化は、事前の圧縮を受けた試料の方が1.76 ccであり、乱さない試料の1.22 ccよりも大きい。この分だけ乱された試料の含水比は、乱さない試料よりも小さくなっているはずである。しかしながら、図-68をみると、圧縮時の強度は、乱さない試料の方が乱された試料よりも大きくなっている。半沢は、図より、乱れによって粘土の構造が破壊されたことによる強度低下の方が、その後の再圧縮に伴う含水比の低下による効果よりも大きく、含水比の低下は重要でないとしている。

このように、図-68によれば、乱れによって再圧縮後の強度はあまり変化しないこと、すなわち再圧縮は乱れに対してあまり敏感でないという結果が得られているようである。しかし、図-68の例は過圧密比が港湾地域の粘土としては比較的高い粘土を用いており、また乱れのレベルも1種類(1%の圧縮ひずみ)だけのデータである。乱れの程度が大きいほど再圧縮後の含水比の低下は

大きくなると予想されるので、乱れの大きさと再圧縮後の強度の関係を調べるための実験を行なった。

6.1 試料と実験方法

用いた試料は、4章で用いた東京湾沖積粘土（A地区）である。実験は図-69(a), (b), (c) に示す3通りの方法で行った。

図-69(a) は、実験1の手順を示す。図のように、試料を三軸セル内で軸圧が  $2.0 \text{ kgf/cm}^2$  になるまで  $K_0$  圧密する。次に、非排水条件で  $1.0\%/\text{min}$  のひずみ速度で圧縮および伸張を繰り返し与える。これは、試料に模擬的に乱れを与えるためである。一連の圧縮伸張の後、試料を  $0.4 \text{ kgf/cm}^2$  で等方圧密し、再び軸圧が  $2.0 \text{ kgf/cm}^2$  になるまで  $K_0$  圧密する。二度目の  $K_0$  圧密は、乱された粘土試料にベールームー半沢法の再圧縮を行なうことを想定したものである。 $K_0$  圧密終了後、 $0.1\%/\text{min}$  のせん断速度で圧縮し、強度を求めた。このように、実験1は、三軸セル内で模擬的に程度の異なる乱れを与え、再圧縮後の強度を比較したものである。

図-69(b) は、実験2の手順を示している。図のように、まず直径  $50 \text{ mm}$  高さ  $100 \text{ mm}$  の円柱状に切り出した試料を  $1.0\%/\text{min}$  のせん断速度で圧縮または伸張した。これは、試料にあらかじめ一定の乱れを与えるためのものである。その後、試料を直径  $35 \text{ mm}$ 、高さ  $80 \text{ mm}$  に成形して三軸試験機にセットし、乱れを与える以前の試料の圧密降伏圧力  $p_c$  の  $1/5$  で予備等方圧密した後、原位置の土被り圧まで  $K_0$  圧密した。圧密終了後、 $0.1\%/\text{min}$  で圧縮または伸張し非排水強度を求めた。これらの手順は4章で述べたベールームー半沢法の手順と同様である。また、同様の条件で簡易 CU 強度も求めている。

実験3は、試料内にクラックがある場合の再圧縮の効果を調べることを目的としている。図-69(c) に実験3の手順を示すが、ワイヤーソーによって試料をあらかじめ  $60^\circ$  の角度で切断し、その後切断面を軽くなじませてから三軸セル内にセットするものである。以後の手順は、ベールームー半沢法による。

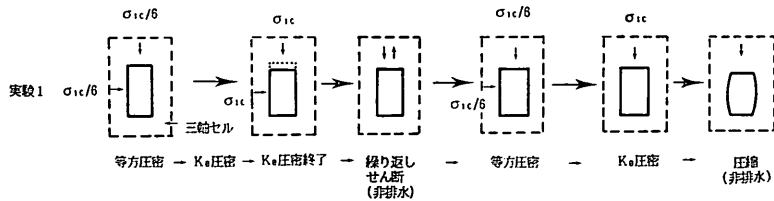


図-69(a) 試験手順（実験1）

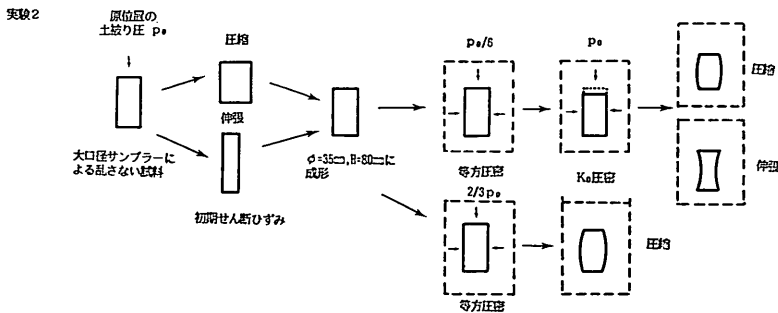


図-69(b) 試験手順（実験2）

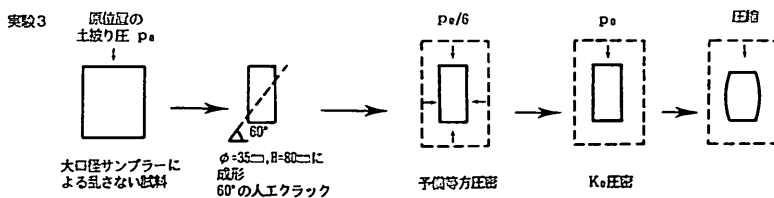


図-69(c) 試験手順（実験3）

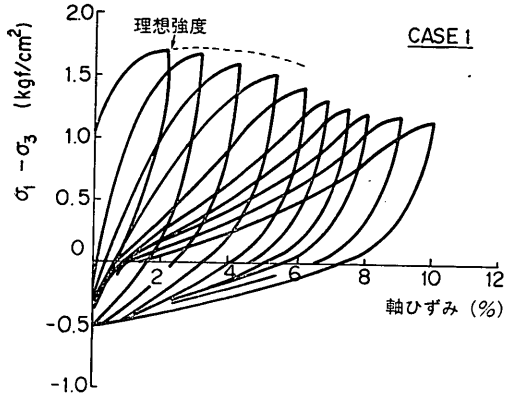


図-70(a) 応力ひずみ曲線 (CASE 1)

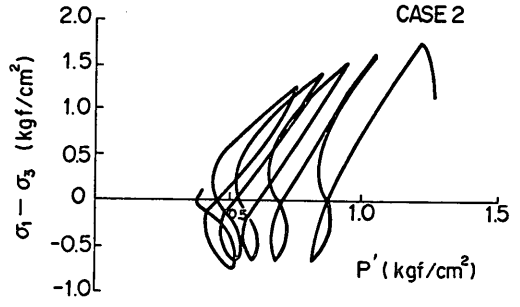


図-70(d) 応力径路 (CASE 2)

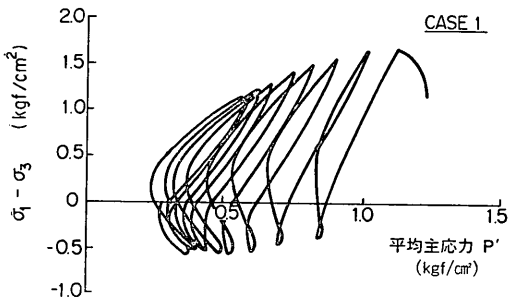


図-70(b) 応力径路 (CASE 1)

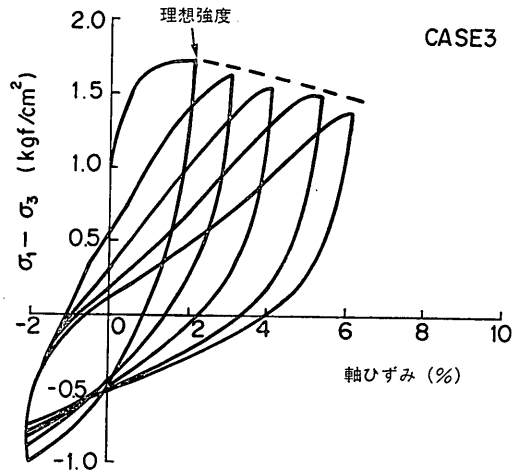


図-70(e) 応力ひずみ曲線 (CASE 3)

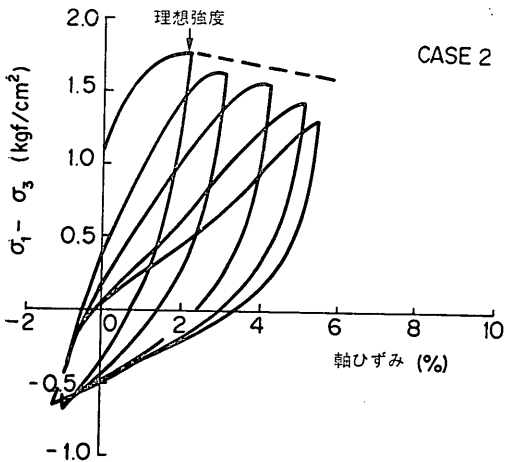


図-70(c) 応力ひずみ曲線 (CASE 2)

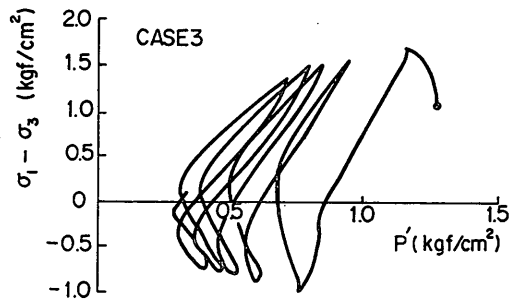


図-70(f) 応力径路 (CASE 3)

6.2 実験結果

(1) 実験1の結果

試料を三軸セル内で土被り圧まで十分正規圧密し、軸差応力を解除して等方応力状態にした後、模擬的な乱れとして圧縮および伸張せん断を繰り返した。

CASE 1 では、試料をピーク強度にはば達するまで圧縮し、その後に除荷してもとの供試体寸法まで戻す操作を10回繰り返した。CASE 2 ではピーク強度まで圧縮した後に、初期の供試体寸法から1.0% 伸びるまで伸張する操作を5回繰り返した。CASE 3 では、ピーク強度まで圧縮後、初期の供試体寸法から2.0% 伸びるまで伸張する操作を5度繰り返した。

図-70(a), (c), (e)に、それぞれ CASE 1, CASE 2, CASE3 の応力ひずみ曲線を示すが、せん断を繰り返すにたがって徐々に破壊ひずみが増加し強度が低下する。図-70(b), (d), (f) は、応力径路を示したものである。図のように、せん断を繰り返すことによって次第に間隙水圧が増加し、平均有効応力  $p'$  が低下することがわかる。

奥村は、一連の乱れの研究の中で、軸差応力が0であるときの試料内の有効応力を残留有効応力と呼んだ<sup>7)</sup>。また、当初の  $K_0$  圧密後の状態を理想試料、最初に軸差応力を解除した時の状態を完全試料の状態と定義した。さらに、完全試料の残留有効応力を  $\sigma_p'$  とし、 $\sigma_p'$  と各回のせん断後の残留有効応力  $\sigma'$  の比より、攪乱比  $r$  を次式で定義している。

$$r = \sigma_p' / \sigma'$$

奥村によると、粘土試料の強度や変形特性における乱れの影響は、 $r$  によって一意的に表すことができる。図-71 は今回の CASE 1 から CASE 3 までの結果について、攪乱比  $r$  とその乱れによる強度の低下率を比較したものである。なお、奥村は、完全試料の強度を基準にして  $r$  と強度低下率をまとめたが、ここでは理想試料の強度を基準としている。図中の実線と点線は、奥村が横浜本牧粘土について求めた結果である。図をみると、今回実施した試験においても、ほぼ奥村の結果と同様に、強度と攪乱比  $r$  には一意的な関係がみられる。最終的に CASE 1, CASE 2, CASE 3 ではそれぞれ攪乱比が 5.7, 3.0, 4.0 になり、理想試料に対しては強度が 31%, 25%, 21% 低下している。

これらの攪乱後の試料を、ベラムー半沢法の手順で再び  $K_0$  圧密した時の軸方向圧密圧力  $\sigma_{1c}$  と  $K_0$  値の関係を図-72 に示す。図のように、 $K_0$  値は当初の圧密の場合よりも全体に大きくなり、最終的には0.65から0.70となった。図-73(a), (b), (c) は、圧密後に圧縮した時の応力ひずみ曲線である。図中には乱れを与える前の応力ひ

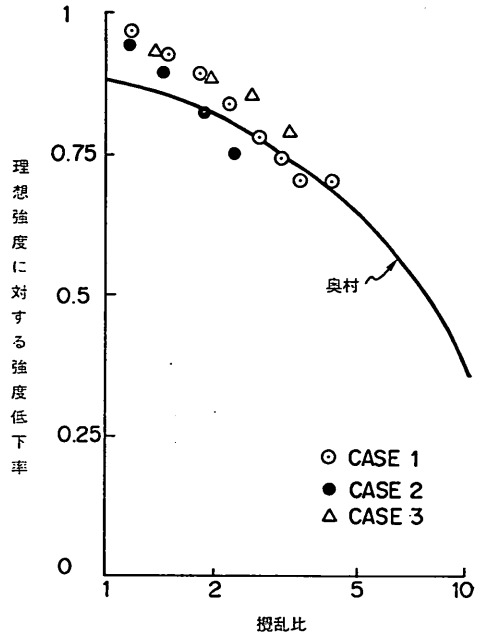


図-71 攪乱比と強度低下

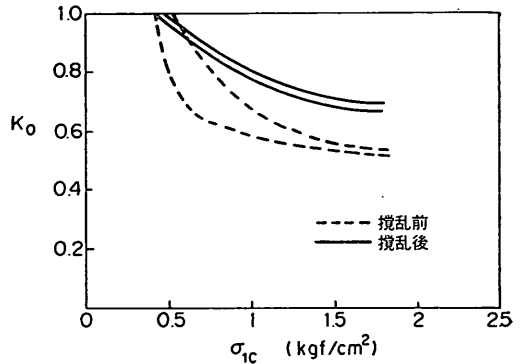


図-72 軸方向圧密圧力と  $K_0$  (攪乱前後)

ずみ曲線(図-70の1回目の圧縮)を比較のため示しているが、図のように、攪乱前は破壊ひずみが約2%であったのに対して、再圧縮後はいずれも破壊ひずみが5%以上になり、大きな乱れをうけることによって再圧縮後の応力ひずみ関係が変化することがわかる。また、再圧縮後の強度は、CASE 1, CASE 2, CASE 3 でそれぞれ15%, 10%, 15%の増大がみられた。

以上の実験1の結果をまとめると次のようになる。

- ①試料を三軸セル内で土被り圧まで  $K_0$  圧密し、その後圧縮と伸張を繰り返すことによって模擬的な乱れを与えた。乱れの程度は奥村の定義した攪乱比で約

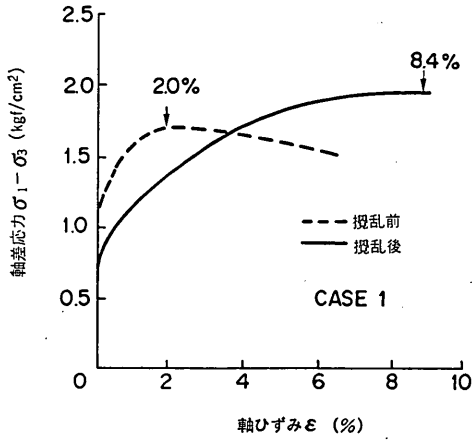


図-73(a) 応力ひずみ曲線

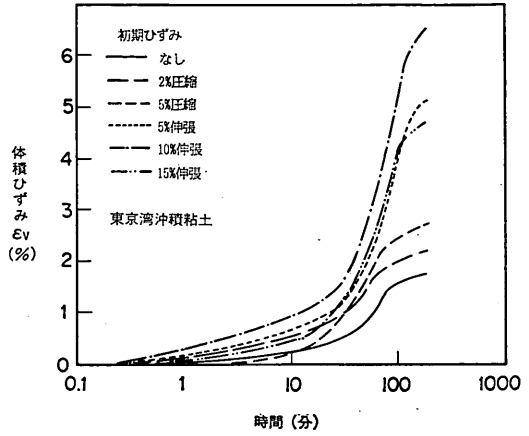


図-74(a) 再圧縮過程の時間と体積ひずみ  $\epsilon_v$  の関係

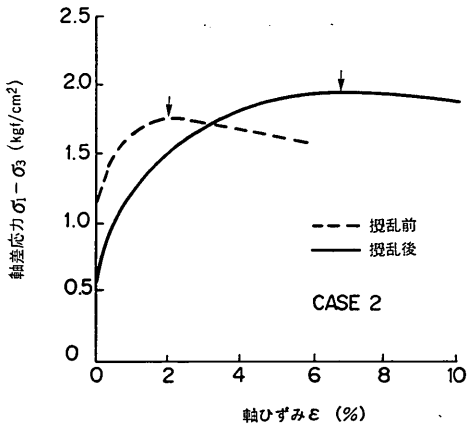


図-73(b) 応力ひずみ曲線

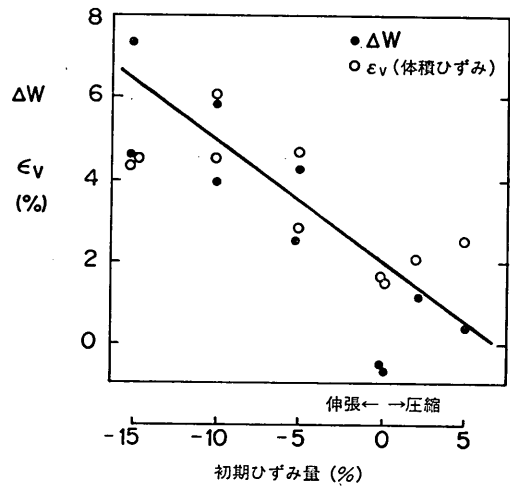


図-74(b) 初期せん断ひずみと含水比の低下量および体積ひずみ量の関係

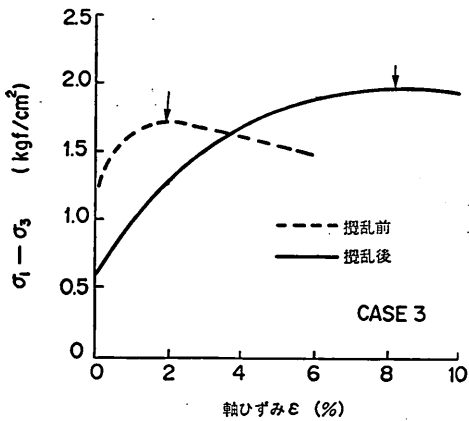


図-73(c) 応力ひずみ曲線

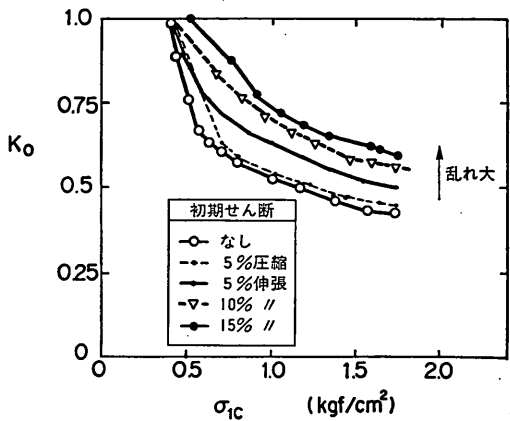


図-75 軸方向圧密圧力と  $K_0$  値の関係



3～6の範囲であった。

②これらの試料に、ペーラム半沢法の再圧縮を行った結果、乱れによって再圧縮中の  $K_0$  値が増大した。また、再圧縮後に圧縮せん断した場合は、攪乱前に比べ破壊ひずみと強度の増大がみられた。

(2) 実験2の結果

図-74(a)は、各試料の  $K_0$  圧密中の時間と体積ひずみ(軸ひずみと等しい)の関係を示したものである。図のように、乱れの程度、すなわち初期のせん断ひずみ量が大きいほど、再圧縮による体積ひずみが大きい傾向がきらかである。たとえば、初期のせん断を与えない場合は再圧縮による軸ひずみは1.8%であるが、15%の伸張ひずみを与えた場合は6.5%と、約3.5倍の軸ひずみが発生する。図-74(b)は、圧密中の体積ひずみ  $\epsilon_v$ 、試験後の含水比の減少  $\Delta w$  と、初期ひずみの関係を示したものである。図のように、初期せん断ひずみが大きいほど体積ひずみと圧密後の含水比低下量は大きい。図-74(b)から、再圧縮中の体積ひずみの大きさや試験前後の含水比の変化によって、試料の乱れの程度を判定することができるが示唆される。4章における大阪湾、東京湾の粘性土の事例では、 $\epsilon_v$  は1.0～3.0% 以下の場合が多く、また  $\Delta w$  も3%以下である場合が多かった。このことから、これらの試料においては、本章で人為的に与えた初期ひずみ5%以上に相当するような大きな乱れは、受けていないと推定される。

図-75は、再圧縮中の軸方向圧密圧力と  $K_0$  値の関係を示したものである。図のように、乱れの程度によって再圧縮後の  $K_0$  値も変化し、大きく乱された試料ほど  $K_0$  値が大きくなる傾向がある。初期せん断を与えない試料と5%の圧縮ひずみを与えた試料では  $K_0$  が0.45前後であるのに対して、10%、15%の伸張ひずみを与えた試料では  $K_0$  がそれぞれ0.59、0.56と大きい。このように、再圧縮後の  $K_0$  値も乱れの程度と関連性を有している。

図-76(a)は、試料の応力ひずみ曲線を比較したものである。まず圧縮時に注目すると、初期に乱れを与えられた試料の場合は、せん断初期の変形係数が小さく破壊ひずみも大きくなる傾向がある。しかし、ピーク強度については、乱れによってあまり大きく変化していない。一方、伸張試験の場合は、大きな乱れを受けた試料の強度増加が顕著である。図-76(b)は、これらの三軸試験における応力径路を示した。図のように、圧縮及び伸張試験において応力径路は、ほぼ共通した破壊線に漸近する傾向がある。

図-77(a)は、初期に供試体に与えたせん断ひずみに対して、乱れない試料に対する強度比をまとめて示した

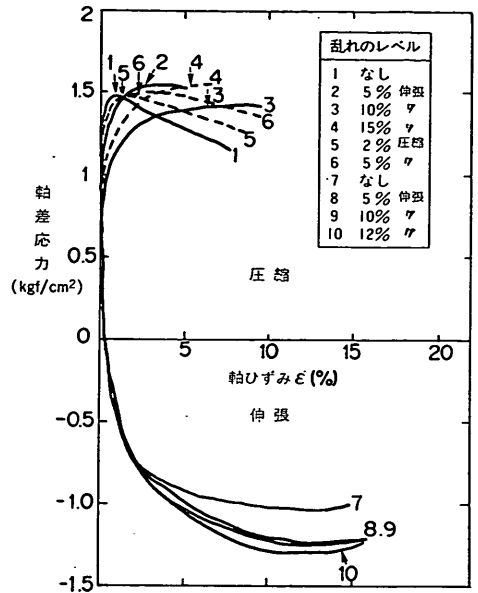


図-76(a) 応力ひずみ曲線の比較 (ペーラム半沢法)

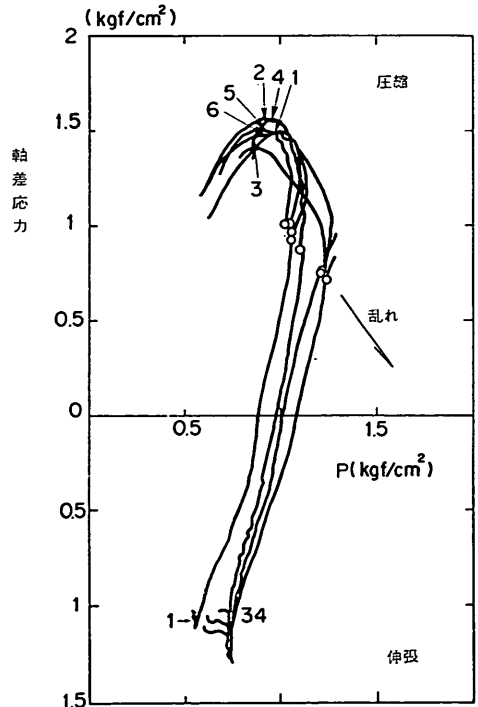


図-76(b) 応力径路の比較 (ペーラム半沢法)

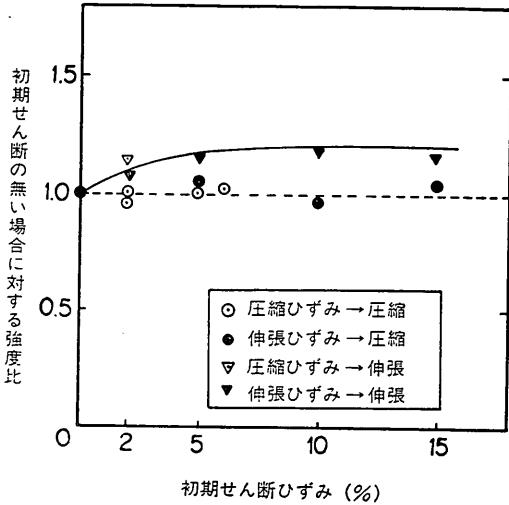


図-77(a) 初期せん断ひずみと再圧縮後の強度の関係

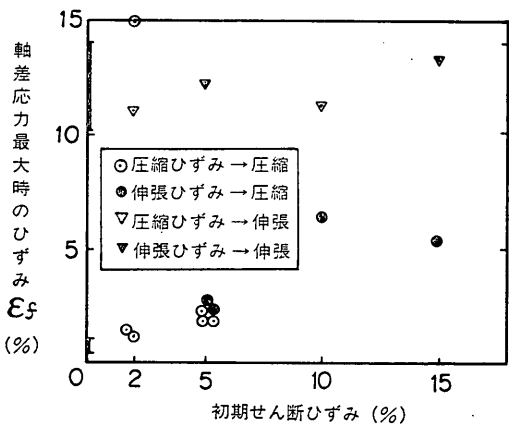


図-77(b) 初期せん断ひずみと再圧縮後の破壊ひずみの関係

ものである。図のように、乱れによって伸張強度は最大20%増加するが、圧縮強度の増加は最大5%であった。ベラムー半沢法の強度は、 $K_0$  圧密後の圧縮強度と伸張強度の平均であるので、今回の試験結果より、乱れが大きい場合にはベラムー半沢法の強度は、本来の強度よりも最大13%増加することが考えられる。図-77(b)は、初期に供試体に与えたせん断ひずみに対して、せん断破壊時のひずみ  $\epsilon_f$  を示したものであるが、圧縮せん断時の破壊ひずみが乱れによって増加することがわかる。

図-78は、簡易CU試験を行なったときの時間と排水による体積ひずみ  $\epsilon_v$  の関係である。図のように、乱れを与えない場合  $\epsilon_v$  は4.4%であるが、乱れが大きくな

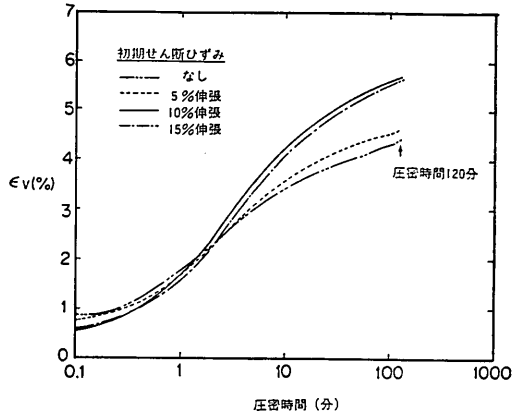


図-78 時間と体積ひずみ(簡易CU試験)

るとともに5.6%まで増大する。この傾向は  $K_0$  圧密の場合と同様であるが、乱れによる  $\epsilon_v$  の増加割合は  $K_0$  圧密の場合ほど顕著でないといえる。図-79(a)は、簡易CU試験における応力ひずみ曲線である。乱れを与えられた試料は、乱れない場合と比べ破壊ひずみが増加するとともに強度が増加する傾向を示す。図-79(b)は、応力径路を比較して示したものであるが、乱れによって応力径路の形状が異なってくる傾向がわかる。図-80は、初期に供試体に与えたせん断ひずみに対して、再圧縮後の体積ひずみ  $\epsilon_v$ 、含水比低下量  $\Delta w$ 、せん断ひずみのない試料に対する強度比、せん断破壊時のひずみ  $\epsilon_f$  をまとめて示したものである。乱れが大きくなるとともに  $\epsilon_v$ 、 $\Delta w$ 、 $\epsilon_f$  は増加し、強度は最大15%増加した。

なお、今回試料に模擬的に与えた乱れは、5%の圧縮ひずみから15%の伸張ひずみにおよぶものであり、実際のサンプリングにおいて、今回用いた乱れ以上の大きな乱れが試料に加えられる場合は、きわめてまれであると考えられる。これらを考えて、実験2の結果をまとめることとなる。

- ①ベラムー半沢法の強度は最大13%、簡易CU強度は15%程度本来の強度を過大に評価する場合があるといえる。
- ②しかし、これらはいずれも乱れが非常に大きい場合(伸張ひずみで10%以上の変形に相当する)である。
- ③乱れの影響によって、再圧縮時の  $K_0$  値と体積ひずみ量は増加し、圧縮試験における破壊ひずみも増加する。これらの値から乱れの大きさを判定できる可能性がある。

(3) 実験3

図-81は、 $K_0$  圧密中の軸方向圧密圧力と  $K_0$  値の関

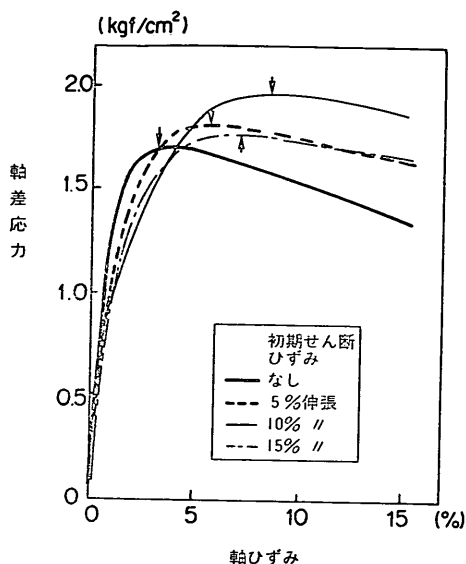


図-79(a) 応力ひずみ曲線の比較 (簡易 CU 試験)

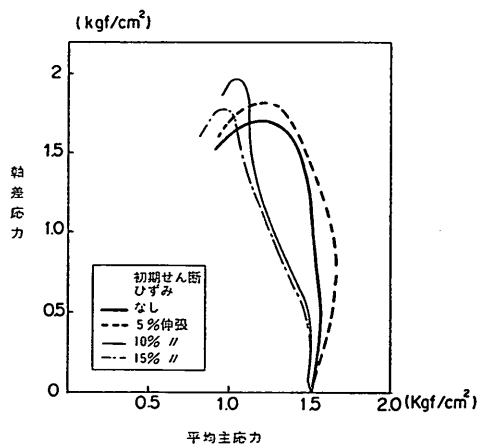


図-79(b) 応力径路の比較 (簡易 CU 試験)

係である。図のように、クラックが存在することによって  $K_0$  はやや高くなる傾向がある。図-82(a), (b) は、圧密後の圧縮試験における応力ひずみ曲線と有効応力径路を比較したものである。図をみると、強度および変形特性においてはクラックの影響はほとんどみられない。したがって、試料を三軸試験機で再圧縮することは、クラック型の乱れの影響を除去する上で非常に有効であるといえる。

### 6.3 乱れの大きい試料に再圧縮法を適用した事例 乱れの大きい試料を用いて再圧縮法の強度を求めた事

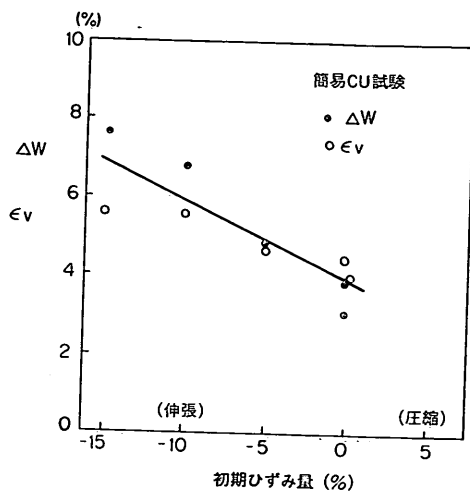


図-80(a) 初期せん断ひずみと再圧縮による含水比低下量および体積ひずみ量の関係

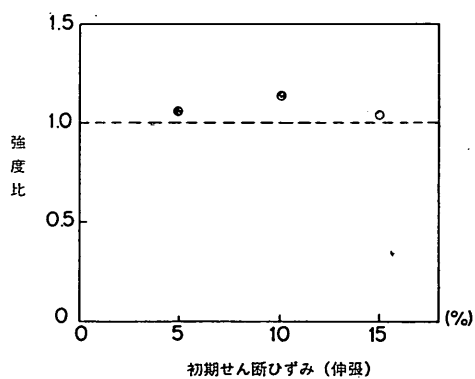


図-80(b) 初期せん断ひずみと強度比の関係

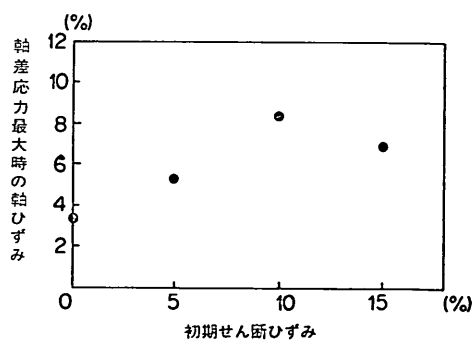


図-80(c) 初期せん断ひずみと破壊ひずみの関係

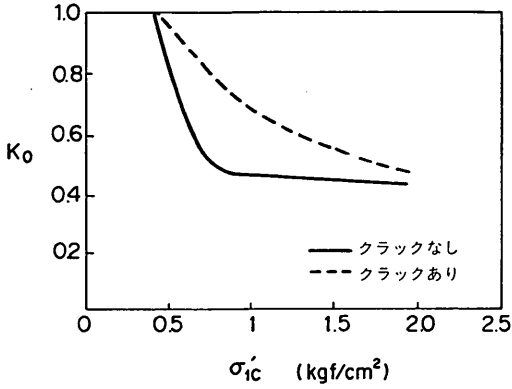


図-81 軸方向圧密圧力と  $K_0$  (クラックの影響)

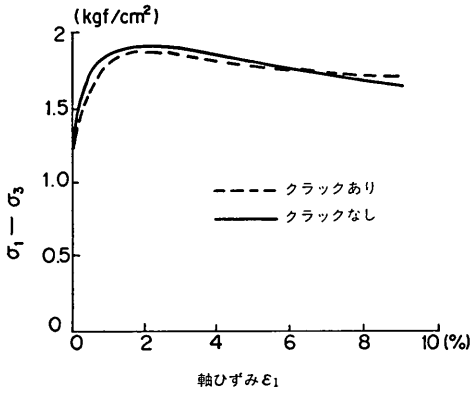


図-82(a) 応力ひずみ曲線 (クラックの影響)

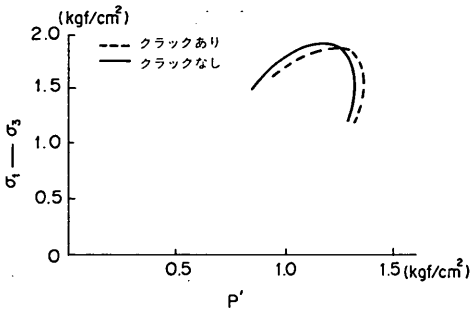


図-82(b) 応力径路 (クラックの影響)

例を示す。試料は大阪湾泉州沖の沖積粘土である。図-83 にサンプリング直後に実施された一軸圧縮強度を黒丸で示した。この試料を、2年間保存した後シンウォールから抜きだしたところ、試料とサンプラー間に強い摩擦が生じ、試料は大きく乱れてしまった。図-83 には、2年後に抜きだした試料の一軸圧縮強度を、乱された試

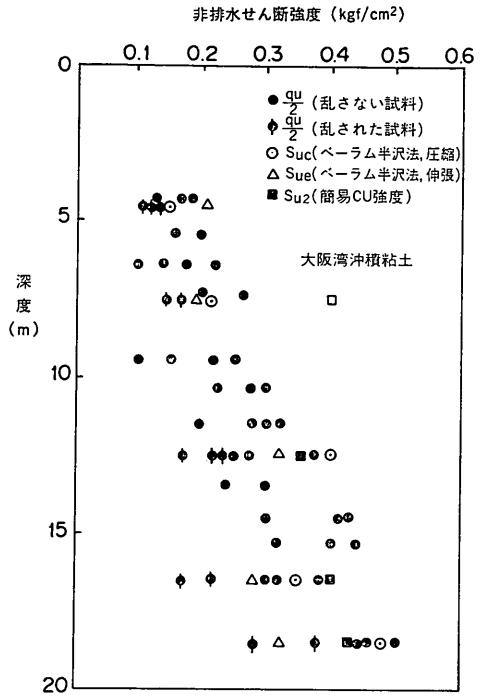


図-83 深度と  $q_u/2$ ,  $S_{uc}$ ,  $S_{ue}$ ,  $S_{u2}$  の比較

料として併せてプロットしているが、図のように、サンプリング直後の  $q_u$  に比べ平均50~70%の強度しか得られなかった。この乱れの大きい試料を用いて、ベール半沢法と簡易CU試験により強度を求めた。

ベール半沢法における、 $K_0$  圧密中の軸方向圧密圧力と軸ひずみおよび  $K_0$  値の関係を、それぞれ 図-84 (a), (b) に示す。図-84 (a), (b) を図-14 (a), (b) と比較すると、乱されたことにより軸ひずみ量は明らかに大きく、また  $K_0$  値も大きくなっている。図-84 (c) は簡易CU試験における圧密中の時間と体積ひずみの関係である。図-16 と比較すると、 $\epsilon_v$  は1%以上増加している。これらの傾向は、6.1, 6.2 において示した人為的に大きな乱れを与えた東京湾沖積粘土の試験結果によく類似しており、圧密によって生じる体積ひずみや  $K_0$  値によって乱れの程度を推定できることがわかる。

図-85 (a) は、深度ごとに  $\bar{s}_{u1}$ ,  $S_{u1}$ ,  $S_{u2}$  の関係を示したものである。また、図-85 (b) には  $\bar{s}_u$  に対する  $S_{u1}$ ,  $S_{u2}$  の関係を示した。図のように、乱された試料については次のような関係がみられる。

$$\bar{s}_u = 0.67 S_{u1}$$

$$\bar{s}_u = 0.52 S_{u2}$$

これらの関係を、式(16), (17)で提示した、乱れと  $\bar{s}_u \sim S_{u1}$

一軸圧縮試験と三軸試験を併用した新しい粘性土地盤の強度決定法

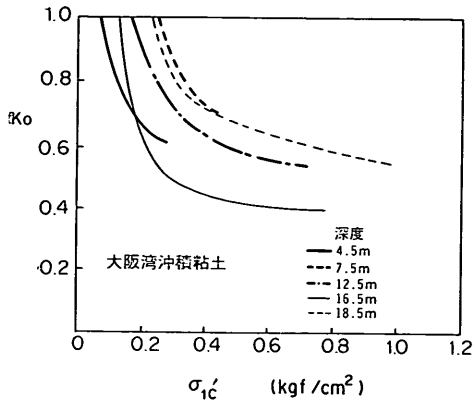


図-84(a)  $K_0$  と  $\sigma_{1c}$  (乱れの大きい試料, ベーラム-半沢法)

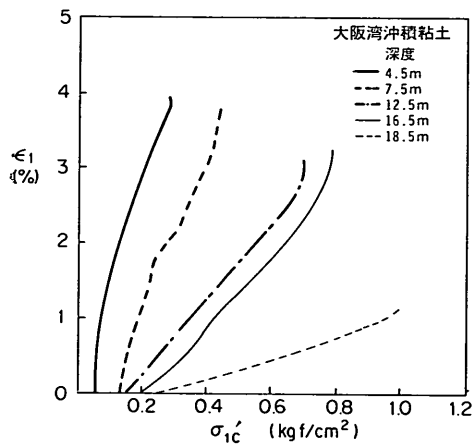


図-84(b) 軸方向圧密圧力と排水量 (乱れの大きい試料, ベーラム-半沢法)

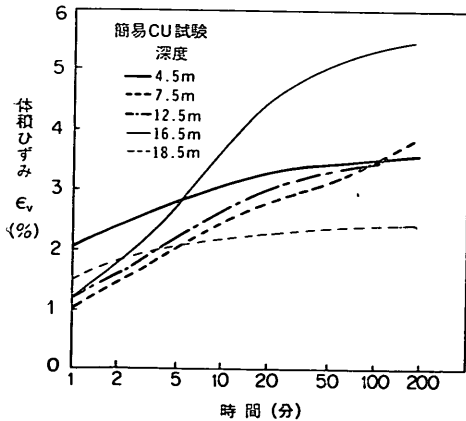


図-84(c) 時間と体積ひずみの関係 (乱れの大きい試料, 簡易 CU 試験)

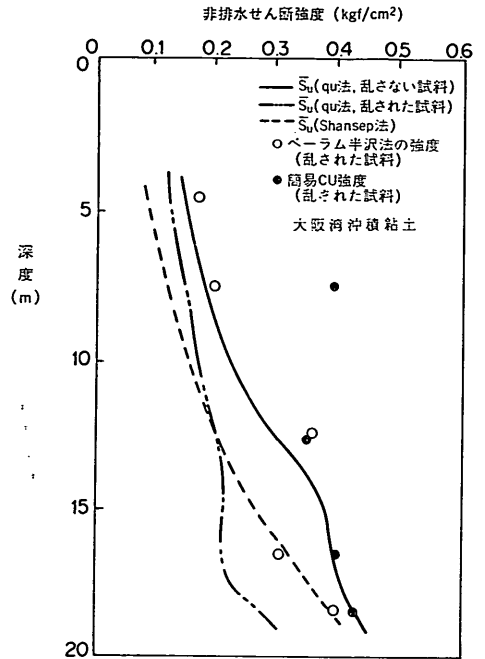


図-85(a) 深度ごとの  $\bar{s}_u$  と  $s_{u1}$ ,  $s_{u2}$  の関係 (kgf/cm<sup>2</sup>)

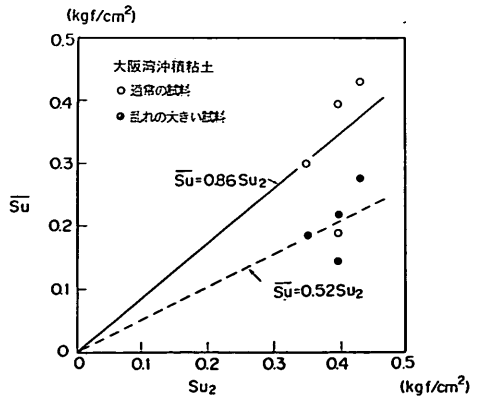
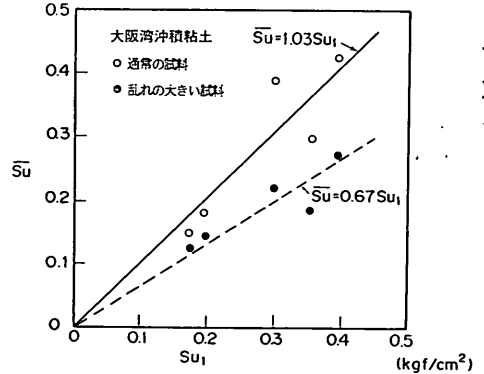


図-85(b)  $\bar{s}_u$  と  $s_{u1}$ ,  $s_{u2}$  との比較

の関係、乱れと  $\bar{s}_u \sim s_{u2}$  の関係に当てはめると明らかに乱れの大きい試料と判断され、このことから、(16)、(17)式の有効性が確かめられる。 $s_{u1}$ 、 $s_{u2}$  をボーリング直後の乱れの少ないときの一軸圧縮強度から求めた  $\bar{s}_u$  と比較するならば、

$$\bar{s}_u = 1.03 s_{u1}$$

$$\bar{s}_u = 0.86 s_{u2}$$

となり、サンプリング直後は試料の乱れは小さかったことがわかる。図-85(a)をみると大きく乱された試料を用いて求めたベールーム半沢法の強度  $s_{u1}$  および簡易 CU 強度  $s_{u2}$  の 75% は、大きく乱される以前の試料を用いた  $q_u$  法の強度  $\bar{s}_u$  の適切な推定値を与えている。

#### 6.4 まとめ

乱さない試料を用いた一連の実験結果から、大きな乱れが再圧縮に及ぼす影響をまとめると次のようになる。

- ①乱さない自然試料が大きな圧縮ひずみや伸張ひずみを与えられた場合は、ベールーム半沢法や簡易 CU 試験で再圧縮する過程における体積ひずみ(排水量)が大きい。また、ベールーム半沢法の場合は  $K_0$  値が大きくなる。
- ②大きな乱れが与えられると、再圧縮による試料の含水比の低下量も大きく、再圧縮後の強度は乱れを与えられない試料よりも最大15%程度増加する場合がある。
- ③加えられた乱れのレベルが小さい場合や、クラックを与えられた試料の場合、再圧縮後の強度はひずみやクラックを与えない試料の強度と変わらず、再圧縮によって乱れの影響を除去することができる。
- ④再圧縮は、あまり大きくない「練り返し型」の乱れを受けた粘土試料や、「クラック型」の乱れを受けた粘土試料に対しては、乱れを除去した本来の強度を求める上で有効である。しかし、非常に大きな「練り返し型」の乱れを受けた場合は、最大15%過大な強度を求めることがある。
- ⑤試料の乱れが非常に大きい場合に再圧縮法の強度が本来の強度よりも過大な強度を与えることは、再圧縮法を実際の問題に適用する上で問題点であり、実務において再圧縮法の強度を適用する場合は注意する必要がある。
- ⑥大きな乱れを受けて  $q_u$  が大幅に低下した大阪湾粘土試料を用いて求めたベールーム半沢法の強度、簡易 CU 試験の強度の75%として得られた強度は、いずれも乱れを受ける前の  $q_u/2$  の平均値と比較的良好一致した。

## 7. 粘性土地盤の非排水強度決定における新しい提案

### 7.1 乱れの程度と安定解析に用いられるべき地盤強度の関連

現行の  $q_u$  法による強度と三軸試験によって得られた強度について、これまでの検討結果をまとめると次のようになる。

5章より、 $q_u$  法による強度  $\bar{s}_u$  とベールーム半沢法の強度  $s_{u1}$  の関係は、試料の乱れの程度によって次の3通りの場合があると推定される。

- (a) 乱れが小さい場合  $\bar{s}_u > s_{u1}$
- (b) 乱れが適度の場合  $\bar{s}_u = s_{u1}$
- (c) 乱れが大きい場合  $\bar{s}_u < s_{u1}$

また、この関係は本研究で定義した簡易 CU 強度  $s_{u2}$  を用いて次のように表すことができる。

- (a) 乱れが小さい場合  $\bar{s}_u > 0.75 s_{u2}$
- (b) 乱れが適度の場合  $\bar{s}_u = 0.75 s_{u2}$
- (c) 乱れが大きい場合  $\bar{s}_u < 0.75 s_{u2}$

実際の問題において採用されるべき非排水強度を  $s_u^*$  とすると、乱れが適度の場合は  $q_u$  法、ベールーム半沢法、簡易 CU 強度の 75% のいずれを用いても同等である。したがって、

$$s_u^* = \bar{s}_u \text{ or } s_{u1} \text{ or } 0.75 s_{u2}$$

と表される。乱れが小さい場合は、 $q_u$  法の強度は過大な強度を与える場合がある。したがって、 $q_u$  法の強度を用いる場合は注意が必要であり、むしろベールーム半沢法の強度か簡易 CU 強度の 75% を用いた方がよい。すなわち、

$$s_u^* = s_{u1} \text{ or } 0.75 s_{u2}$$

である。一方、乱れの大きい場合は、乱れがやや大きい場合、乱れがクラック型である場合と、乱れが非常に大きい場合とに分けて考える必要がある。乱れがやや大きい場合やクラック型の場合は、ベールーム半沢法の強度あるいは簡易 CU 強度の 75% を用いるのが適切である。したがって、

$$s_u^* = s_{u1} \text{ or } 0.75 s_{u2}$$

となる。しかし 6章で検討したように、乱れが練り返し型で非常に大きいときは、ベールーム半沢法の強度や簡易 CU 法の強度は、最大 15% 過大な強度を与える可能性があり、 $s_u^*$  として  $s_{u1}$  や  $0.75 s_{u2}$  を用いることは危険である。したがって、このような場合は、サンプリングをやり直すことが望ましいが、安全側の強度として、過大評価しうる分 15% を考慮し、次のような値を用いることも考えられる。

$$s_u^* = 0.85 s_{u1} \text{ or } 0.65 s_{u2}$$

なお、試料の乱れの程度は、簡易 CU 試験において圧密した時の含水比の変化や体積ひずみ、圧縮時の破壊ひずみによっても判断できる。図-80(a), (b), (c) をみると再圧縮時の含水比および体積ひずみが 4% 以上の試料、破壊ひずみが 5% 以上の試料においては乱れが「適度のレベル」を越えて大きくなっている可能性がある。

以上をまとめると、乱れの程度によって地盤の非排水強度  $s_u^*$  はつぎのようになる。

- (a) 乱れが小さい場合  $s_u^* = s_{u1}$  or  $0.75 s_{u2}$  ( $\bar{s}_u$  を用いることは危険側である場合がある。)
- (b) 乱れが適度の場合  $s_u^* = \bar{s}_u$  or  $s_{u1}$  or  $0.75 s_{u2}$
- (c) 乱れがやや大きいか、クラック型の場合  $s_u^* = s_{u1}$  or  $0.75 s_{u2}$
- (d) 乱れが非常に大きい場合  $s_u^* = 0.85 s_{u1}$  or  $0.65 s_{u2}$

7.2 新しい強度決定法の提案

実際の問題にこれらの成果を適用し、新しい強度決定法とするには、考慮すべき点が 2 つある。

まず、考えなければならないことは三軸試験のコストであろう。ベラムー半沢法の強度は、試料を原位置の土被り圧力まで  $K_0$  圧密し、その後非排水条件で圧縮および伸張することによって求められる。現在の三軸試験の技術の一般的な水準からみて、このような試験を十分な精度で実施することはきわめて困難であり、試験のコストが非常に大きくなる。これまで述べてきたように、ベラムー半沢法の強度のかわりに簡易 CU 強度を用いるのがもっとも現実的であると考えられる。

次に問題となるのは、わが国における試料の乱れの実態である。(a)式より、乱れが適度のレベルであれば  $q_u$  法の強度は地盤の代表的な非排水強度として適切であり、実際に  $q_u$  法はこれまで非常に多くの実績を有する方法である。したがって、簡易 CU 試験の強度は、乱れの程度を判定し、乱れが適度のレベルでない場合にその強度を利用することを目的とするのがもっとも実用的であると考えられる。

以上の考察から、本報告では、簡易 CU 強度を利用した新しい非排水強度決定法として次のような方法を提案する。

各ソノウォールチューブについて、3本の一軸圧縮試験と1本の簡易 CU 試験を実施する。深度ごとに  $q_u/2$  の平均値  $\bar{s}_u$  と簡易 CU 強度  $s_{u2}$  の関係を求め、次の基準によって試料の乱れの程度を判定

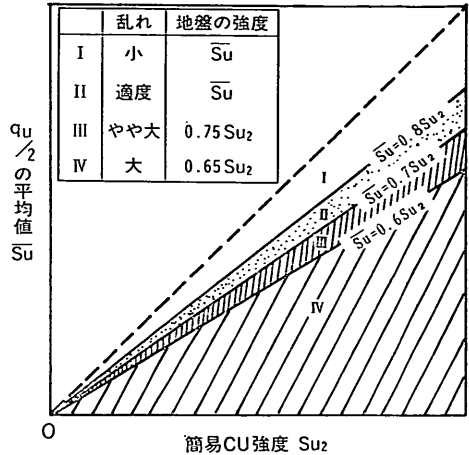


図-86 試料の品質の評価と強度決定法

して設計に用いるべき強度を決定する。

(I)  $\bar{s}_u \geq 0.80 s_{u2}$  の場合

乱れは小さいと判定される。 $\bar{s}_u$  は過大な強度である可能性があるが、これまで  $q_u$  法の強度が多くの実績を持っていることや、通常、安定解析の安全率が 1.2 であることを考えると、 $\bar{s}_u$  の使用を否定することは難しい。ただし、 $\bar{s}_u$  を用いる場合は、注意深い施工が必要である。

(II)  $0.80 s_{u2} \geq \bar{s}_u > 0.70 s_{u2}$  の場合

乱れは適度のレベルであると判定される。設計には  $\bar{s}_u$  または  $0.75 s_{u2}$  を用いる。

(III)  $0.70 s_{u2} \geq \bar{s}_u > 0.60 s_{u2}$  の場合

乱れがやや大きいと判定される。設計には  $0.75 s_{u2}$  を用いる。

(IV)  $\bar{s}_u \leq 0.60 s_{u2}$

乱れが非常に大きいと判定される。サンプリングをやり直すか、あるいは  $0.65 s_{u2}$  を用いる。ただし、乱れがクラック型であると確認できる場合は  $0.75 s_{u2}$  を用いてよい。

図-86 は、新しい強度決定法を見やすいチャートとして示したものである。図を用いることによって、試料の乱れの程度を判定すると同時に地盤の強度が決定できる。

以上のように、新しい方法は従来の  $q_u$  法に簡易 CU 試験を追加しただけのように見える。しかし、基本的には三軸試験によって求めた強度により信頼性をおく考え方であり、従来のように試料の品質にかかわらず  $q_u/2$  の平均値を採用する方法とは大きく異なっているといえる。新しい方法では、簡易 CU 試験の導入の分だけ土質試験に要するコストが増加せざるを得ない。仮に、試験を行った結果が  $\bar{s}_u \geq 0.70 s_{u2}$  である場合は、上記の(I)あるいは(II)に分類されるので、簡易 CU 試験の費用は一見無駄になるわけである。しかし、求められた地盤の強度の信頼性が大幅に増加していることを考慮すれば、

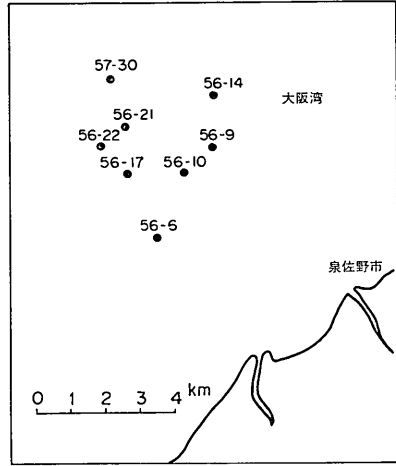


図-87 ボーリング孔の位置

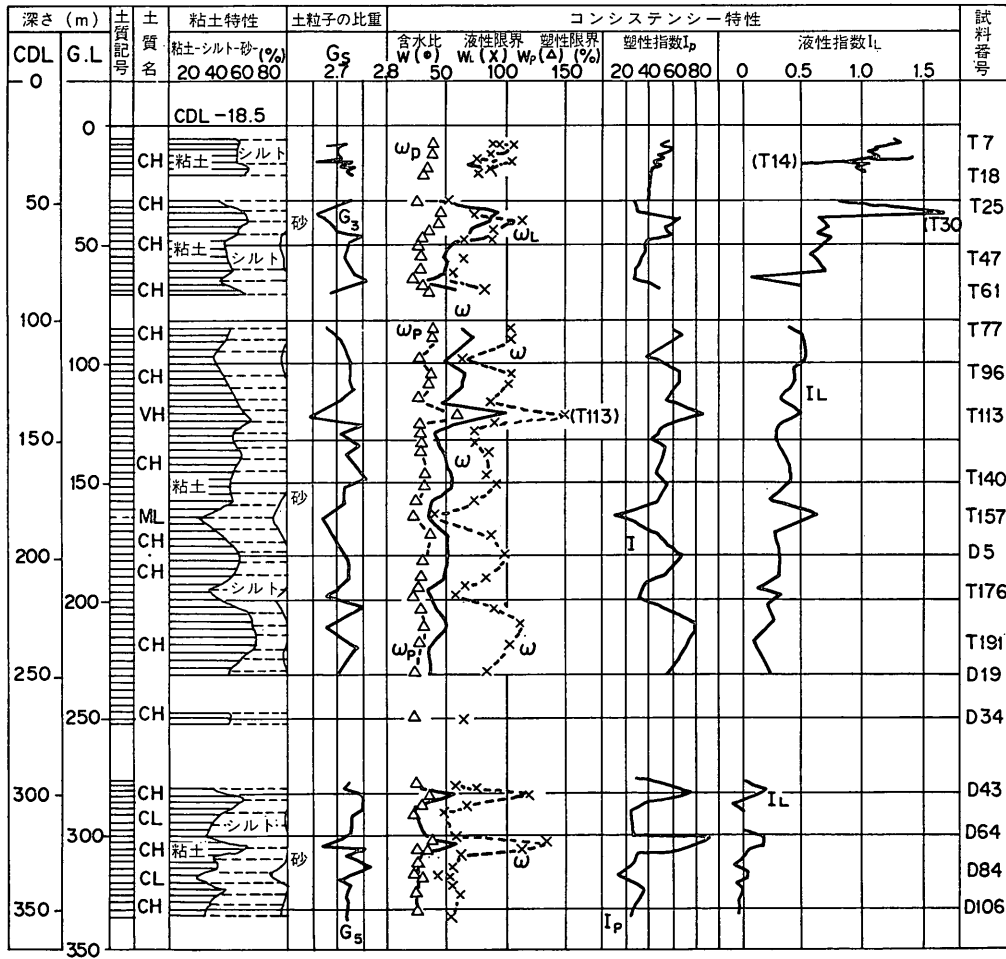


図-88 物理試験結果



今回の提案による費用の増加は、実務に従事する技術者にとっても許容できる範囲であると考えられる。

### 8. 大阪湾泉州沖の大深度から採取された洪積粘土の強度に関する検討

2章で述べたように、大深度の海底から採取した粘土試料の強度をどのように評価するかは、まだ解決されない大きな問題である。これまでの検討結果にもとづき、三軸圧縮試験の結果を用いて大深度洪積粘土の強度の評価を試みた。

#### 8.1 試験方法

用いた試料は、関西国際空港の調査のために運輸省第三港湾建設局、港湾技術研究所が実施したボーリングによって得られたものである。昭和52年度から昭和57年度まで、大阪湾泉州沖において深度400mのボーリング2本を含む66本の大深度ボーリングが実施され、粘土試料が採取された。沿岸域でこのような大深度のボーリングと乱さない試料の採取及び一連の土質試験が行なわれたのは初めてのことであり、海底地盤の力学特性に関する貴重なデータとなっている。図-87にこれらのボーリング孔の位置を示す。これらの中で、ボーリング孔56-9と57-30については深度400mまで、他のボーリング孔では深度120~150mまで調査されている。図-88は、この地域の地盤における深度ごとの物理試験結果の一例である。図から分かるように、深度400mまで、砂レキ層をはさんで洪積粘土層が現れる。図-89は、標準圧密試験結果から求められた圧密降伏圧力  $p_c$  と深度との関係を示したものである。図のように、深度400mまで粘土層の  $p_c$  は土被り圧  $p_0$  の1.1~1.6倍であり、すなわち過圧密比が1.1~1.6の粘土地盤が連続している。シンウォールサンプラーとデニソンサンプラーによって採取された粘土試料を用いて、一軸圧縮試験と三軸UU試験、三軸CIU試験が実施された。

#### 8.2 一軸圧縮試験と三軸UU試験の結果

図-90(a)~(d)はそれぞれボーリング孔56-10、56-16、56-22、56-9における深度と一軸圧縮強度および破壊ひずみ  $\epsilon_f$  である。図をみると、深度25m以深の洪積粘土において  $q_u$  は大きくばらついているが、 $\epsilon_f$  は0.6~3.0%の範囲にある場合が多い。特に、深度が70mを越えるとほとんどすべての試料では3%以内である。一方、深度25m以浅の沖積粘土では  $\epsilon_f$  は1.0~7.0%と洪積粘土よりも広範囲にばらついている。

土田・小林・山川・平良は、粘土試料のサンプリング時の乱れを「練り返し型の乱れ」と「クラック型の乱れ」に分けて、それぞれについて図-91のような応力ひずみ

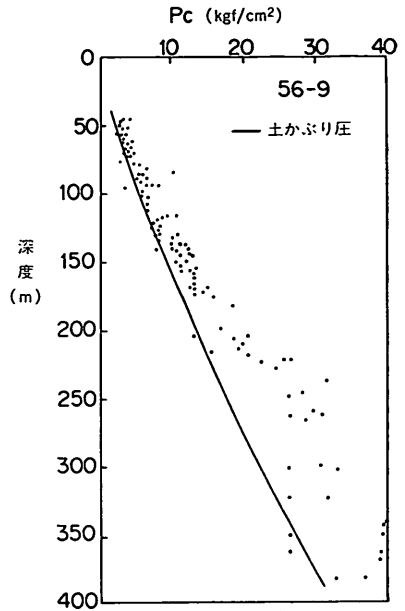


図-89(a)  $p_c$  と深度の関係 (56-9)

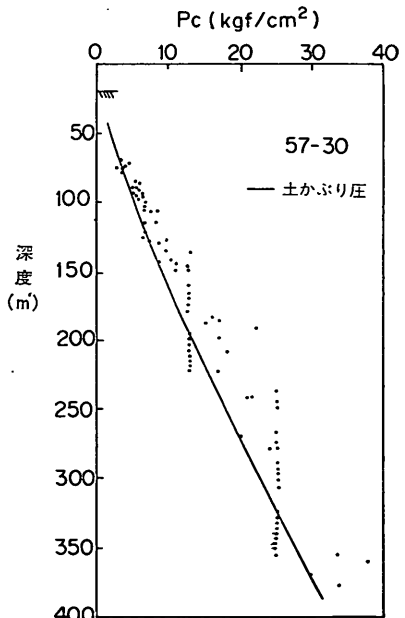


図-89(b)  $p_c$  と深度の関係 (57-30)

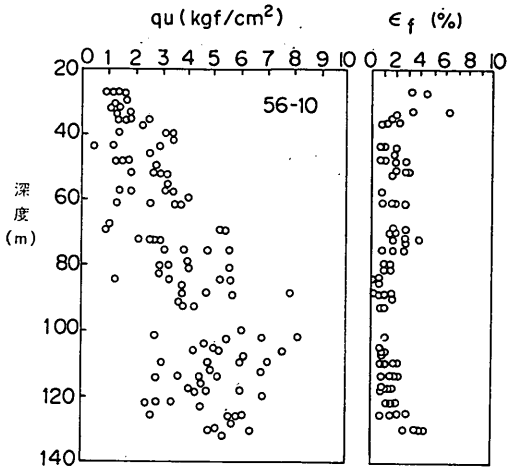


図-90(a) 一軸圧縮強度と破壊ひずみ  $\epsilon_f$  (56-10)

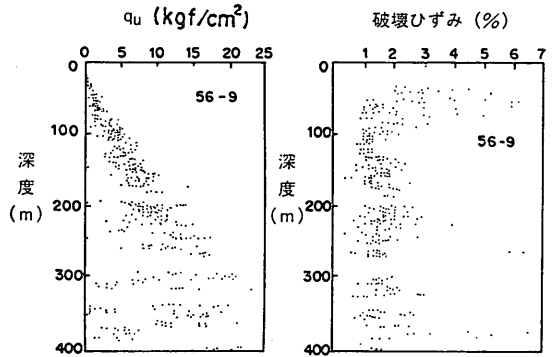


図-90(d) 一軸圧縮強度と破壊ひずみ  $\epsilon_f$  (56-9)

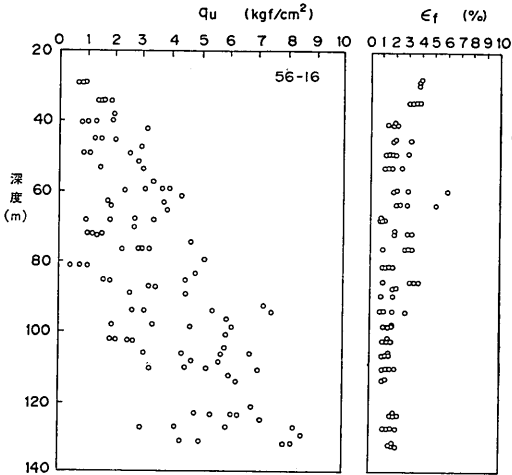


図-90(b) 一軸圧縮強度と破壊ひずみ  $\epsilon_f$  (56-16)

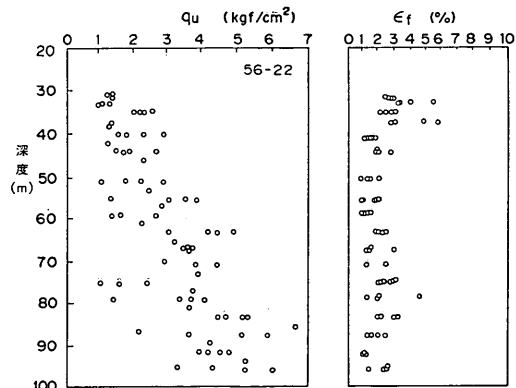
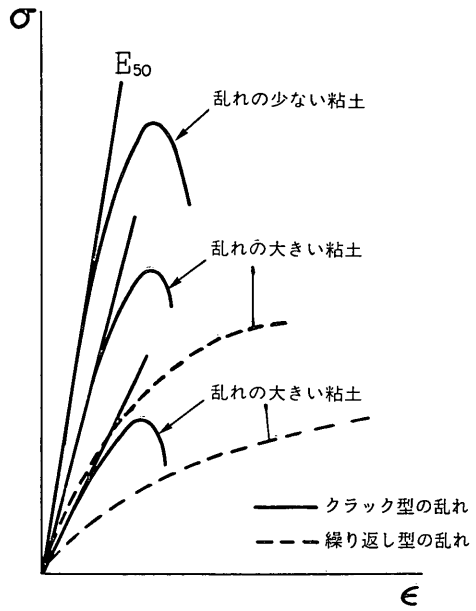


図-90(c) 一軸圧縮強度と破壊ひずみ  $\epsilon_f$  (56-22)



乱れによる応力ひずみ曲線の変化

図-91 応力ひずみ関係の模式図 (土田他<sup>12)</sup>)

曲線の模式図を示した<sup>12)</sup>。図のように、クラック型の乱れの場合は、破壊ひずみが乱れに無関係にほぼ一定であることが特徴である。図-90 のように、洪積粘土の場合に強度は大きくばらつくものの破壊ひずみがいずれも小さいことは、これらの大深度の粘土試料の乱れがほぼ「クラック型の乱れ」であることを示している。一方、沖積粘土の場合は  $\epsilon_f$  がより広範囲にばらついており、

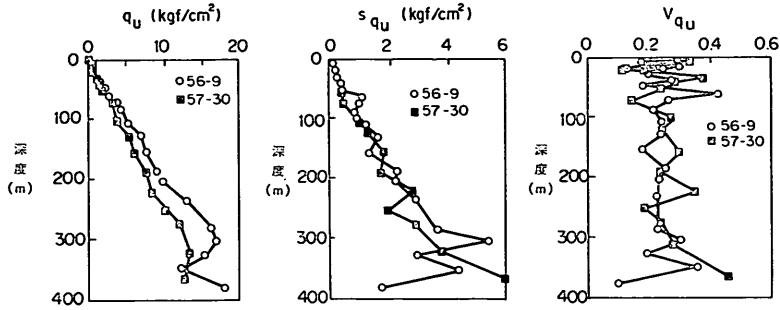


図-92  $q_u$  の平均値と標準偏差, 変動係数 (56-9, 57-30)

「練り返し型の乱れ」が多く含まれていると考えられる。

図-92 は 56-9, 57-30 の各深度での  $q_u$  の平均値と標準偏差, 変動係数を示したものである<sup>3)</sup>。図のように,  $q_u$  の変動係数は深度によらずほぼ 0.2~0.3 の範囲にある。これは, 沖積粘土(深度 25 m まで)と洪積粘土(25 m 以深)で比較しても差が見られなかった。このことは, 「練り返し型」と「クラック型」の乱れのいずれにおいても,  $q_u$  の変動係数には差が無いことを表している。

土田らは, 「クラック型」の乱れによる強度低下を補正するには, 三軸 UU 試験を実施して強度を求めることが有効であることを実験によって示した<sup>12)</sup>。図-93は, ボーリング孔 56-6, 56-10 の 2 個所のボーリング地点における  $q_u/2$  と三軸 UU 試験による強度を示したものである。図のように,  $q_u/2$  と三軸 UU 強度ともばらつきが大きい, 両者の平均には差がみられる。56-6, 56-10, 56-14, 56-16, 56-17, 56-21, 56-22, 56-25 の 8 箇所のボーリング地点について, 各深度における  $q_u/2$  および三軸 UU 強度の平均をそれぞれ  $\bar{s}_u$ ,  $\bar{s}'_u$  としプロットし, 図-94 (a)~(b) に示した。図のように, 今回比較したボーリング孔においては, いずれも三軸 UU 強度が  $q_u/2$  よりも大きかった。しかし,  $\bar{s}_u$  と  $\bar{s}'_u$  の差についてはボーリング孔によってばらつきがあり, 56-14 や 56-22 のように両者の差が非常に小さい場合から, 56-16 や 56-17 のように  $\bar{s}'_u$  が  $\bar{s}_u$  より約 30% 大きい場合もある。平均的にみると, 三軸 UU 試験の強度は  $q_u$  よりも約 20% 大きいといえる。通常, 飽和した海成粘土地盤においては  $q_u$  と三軸 UU の強度にほとんど差がみられないが, これは乱れのタイプが主に「練り返し型」であるためであると考えられる。本事例のように深度が大きい洪積粘土地盤の場合では, 破壊ひずみをみても「クラック型」の乱れが支配的であると予想され, 三軸 UU 試験による強度は  $q_u$  よりも大きくなる傾向にある。

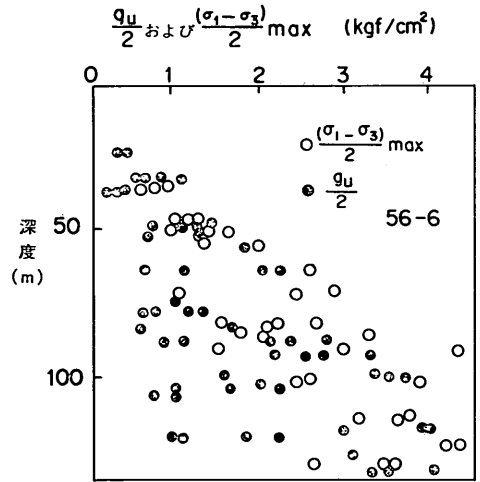


図-93(a)  $q_u/2$  と三軸 UU 試験による強度 (56-6)

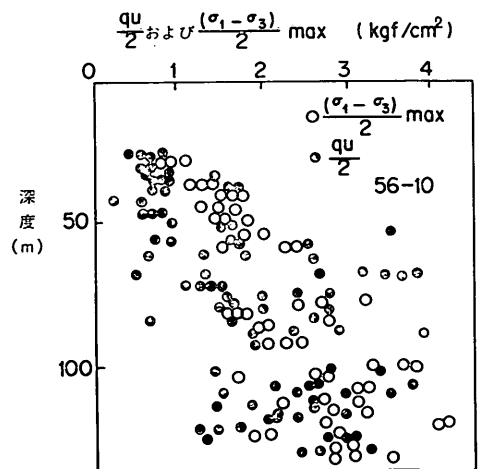


図-93(b)  $q_u/2$  と三軸 UU 試験による強度 (56-10)

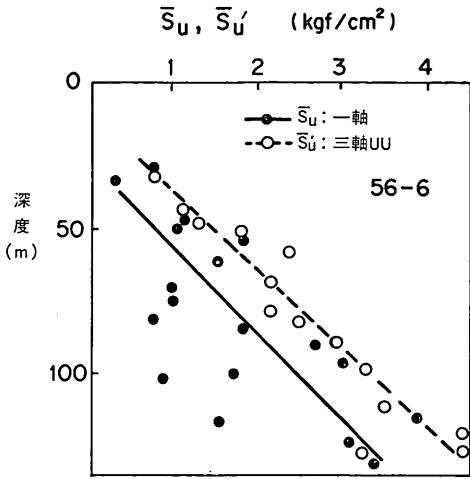


図-94(a)  $q_u/2$  と三軸 UU 試験による強度 (56-6)

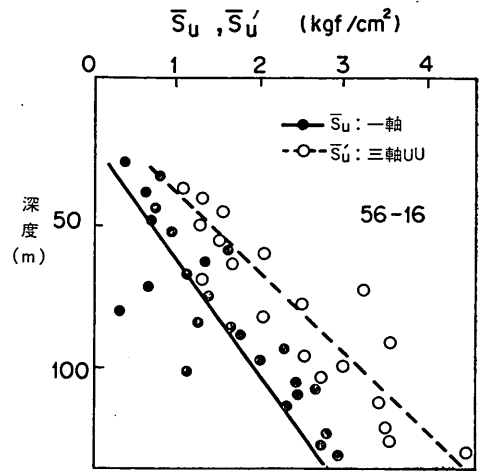


図-94(d)  $q_u/2$  と三軸 UU 試験による強度 (56-16)

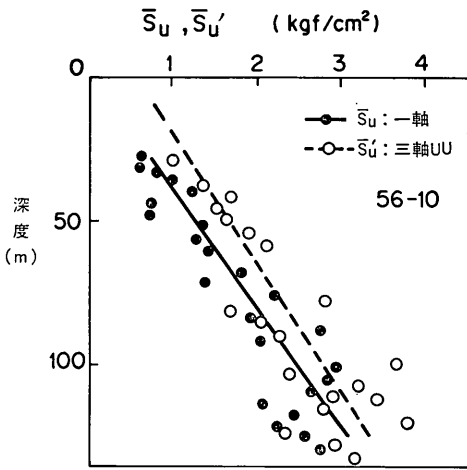


図-93(b)  $q_u/2$  と三軸 UU 試験による強度 (56-10)

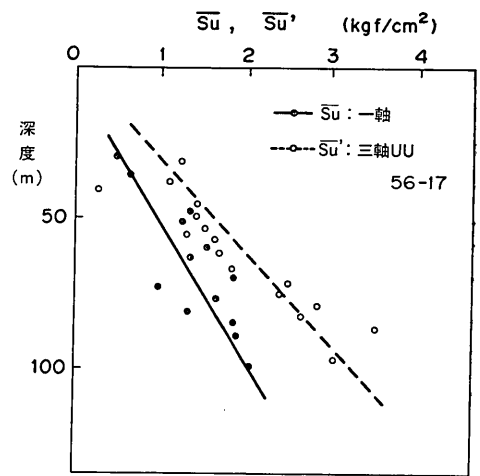


図-94(e)  $q_u/2$  と三軸 UU 試験による強度 (56-17)

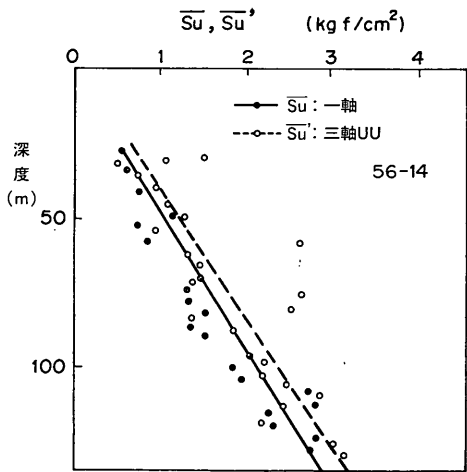


図-94(c)  $q_u/2$  と三軸 UU 試験による強度 (56-14)

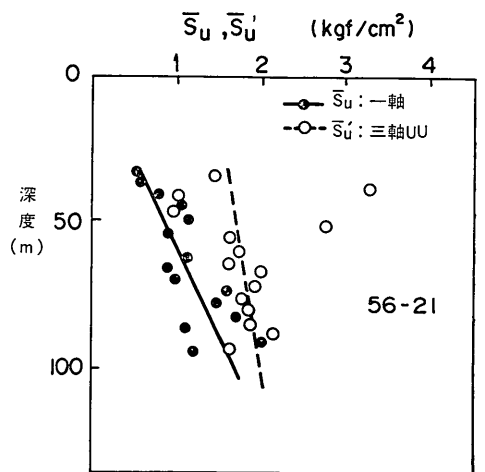


図-94(f)  $q_u/2$  と三軸 UU 試験による強度 (56-21)

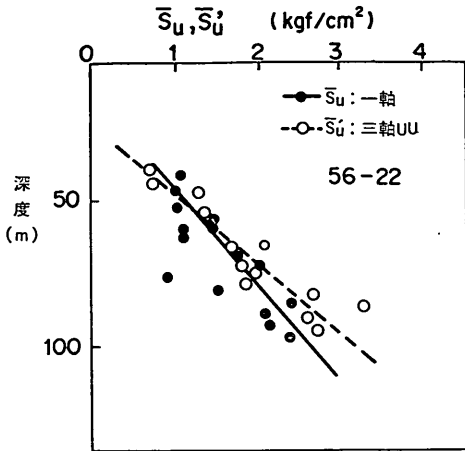


図-94(g)  $q_u/2$  と三軸 UU 試験による強度 (56-22)

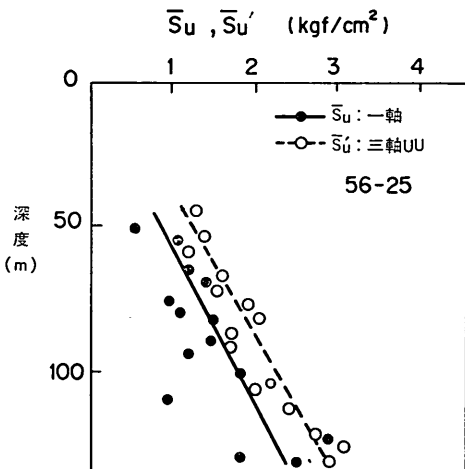


図-94(h)  $q_u/2$  と三軸 UU 試験による強度 (56-25)

### 8.3 三軸 CIU 試験の結果

三軸 CIU 試験は、400 m まで調査したボーリング孔 56-9 と 57-30 の各試料について実施された。各試料について、土被り圧  $p_0$  の 0.5, 0.75, 1.0, 2.0 倍の圧力で等方圧密後、1.0%/min の速度で圧縮している。これらの結果から、本研究で定義した簡易 CU 強度に相当する強度を求めることを考える。簡易 CU 強度は、試料を平均土被り圧で圧密したときの強度としたが、 $K_0$  値を 0.5 とすると圧密圧力は  $0.67 p_0$  でなければならない。図-95 は、圧密圧力が  $0.5 p_0$ ,  $0.75 p_0$ ,  $1.0 p_0$  のときの応力ひずみ関係の例を示したものである。図のように、強度はほぼ一定の傾向を示している。したがって、圧密圧力が土かぶり圧以下での 3 つの強度を平均し、せん断速度が

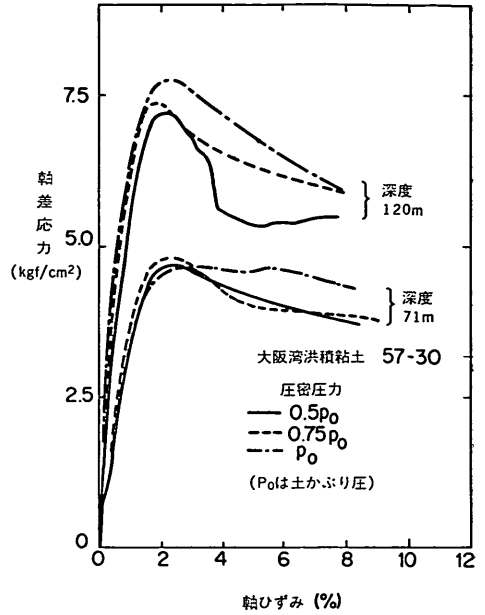


図-95 三軸 CIU 試験における応力ひずみ曲線

簡易 CU 試験に比べ 10 倍に相当する 1.0%/min であった効果を図-65 にもとづいて次式で補正することによって、簡易 CU 強度  $s_{u2}$  とした。

$$s_{u2} = 0.94 \times (\text{三軸 CIU 強度の平均}) \quad \dots\dots (18)$$

図-96(a), (b) は、56-9 と 57-30 おける深度と  $s_{u2}$  の関係である。また、図-96(c) に両者の平均を深度に対して比較して示した。図のように、 $s_{u2}$  のばらつきは  $q_u$  のばらつきに比べ、明らかに小さくなっている。図-97(a), (b) には、それぞれ 56-9 と 57-30 の試料について  $q_u$  法の強度  $\bar{s}_u$  と  $s_{u2}$  との比較を示した。図をみると、56-9 の試料については、深度 300 m 以浅の試料において

$$\bar{s}_u = 0.75 s_{u2}$$

の関係が、平均的には成立しているようである。深度 300 m 以深では  $\bar{s}_u < 0.75 s_{u2}$  となる傾向がみられるが、これはこの範囲の試料の塑性が低下していることと関連があると考えられる。一方、57-30 の試料の場合は、

$$\bar{s}_u = 0.65 s_{u2}$$

が平均的に成立し、 $q_u$  法の強度は簡易 CU 強度から求められる強度  $s_{u2}$  の 75% より小さい場合が多い。56-9 と 57-30 のボーリングとサンプリングの方法は全く差が無く、オペレーターも同一である。したがって  $\bar{s}_u$  と  $s_{u2}$  の関係における両者の違いの原因は明らかにできなかった。今回の 2 つの 400 m ボーリングの結果に関して (1) 式の判定が用いることができると仮定するならば、56-9

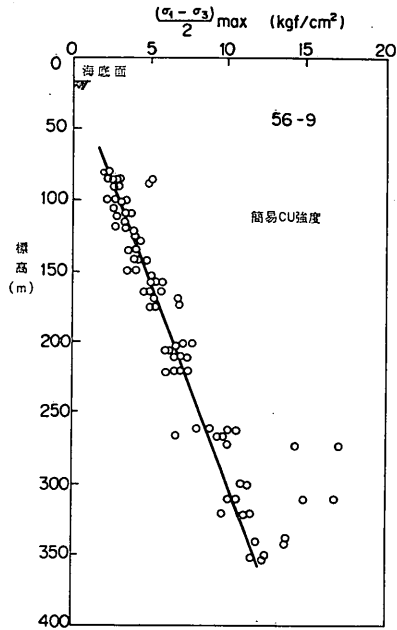


図-96(a) 深度と  $s_{u2}$  の関係 (56-9)

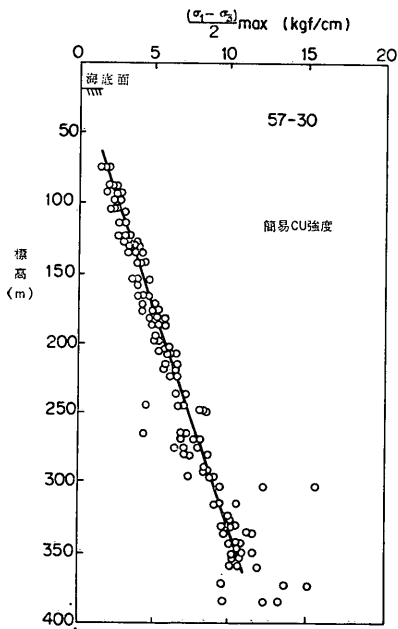


図-96(b) 深度と  $s_{u2}$  の関係 (57-30)

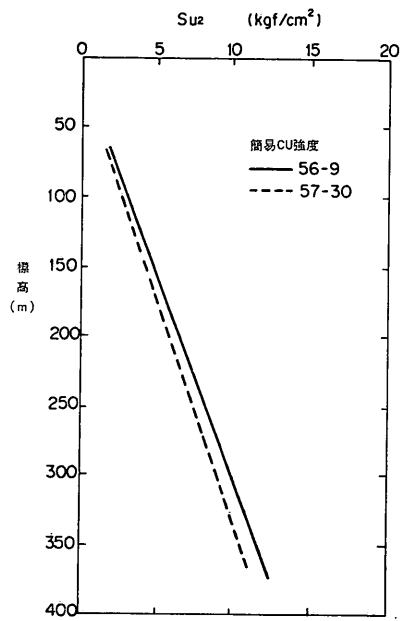


図-96(c) 深度と  $s_{u2}$  の関係 (まとめ)

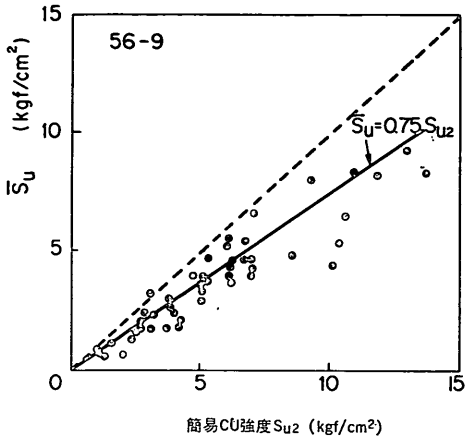


図-97(a)  $\bar{s}_u$  と  $s_{u2}$  の関係 (56-9)

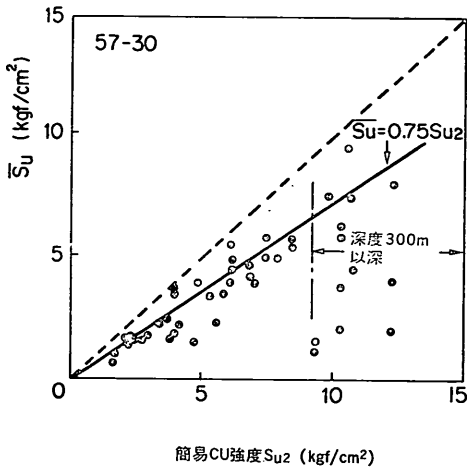


図-97(b)  $\bar{s}_u$  と  $s_{u2}$  の関係 (57-30)

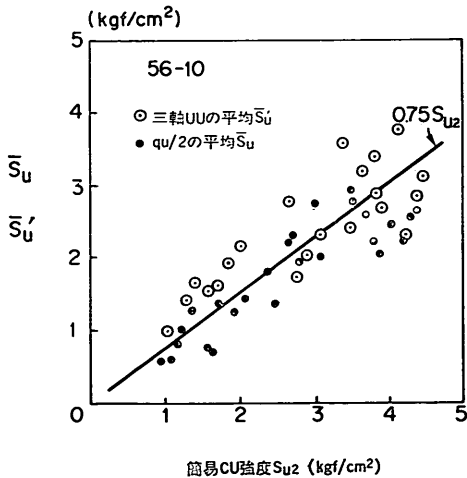


図-98(b)  $\bar{s}_u, \bar{s}'_u$  と  $s_{u2}$  の関係 (57-30)

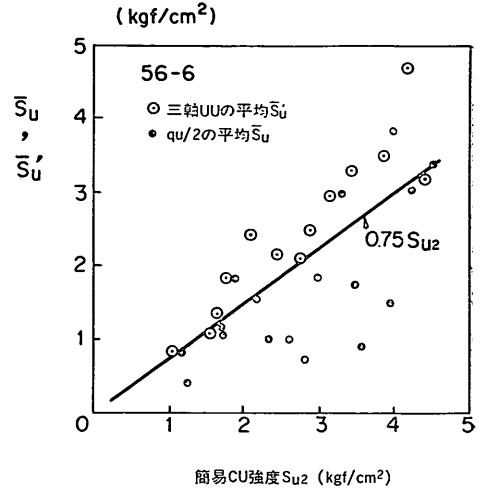


図-98(a)  $\bar{s}_u, \bar{s}'_u$  と  $s_{u2}$  の関係 (56-9)

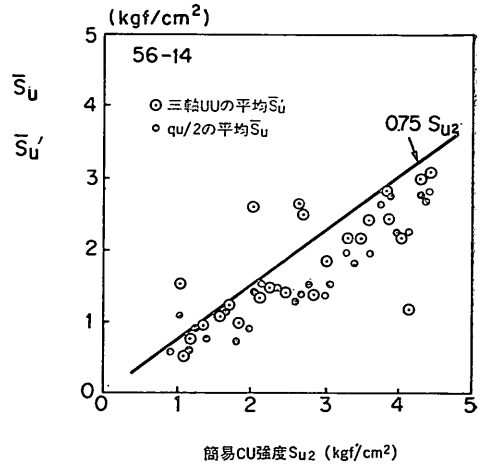


図-98(c)  $\bar{s}_u, \bar{s}'_u$  と  $s_{u2}$  の関係 (56-14)

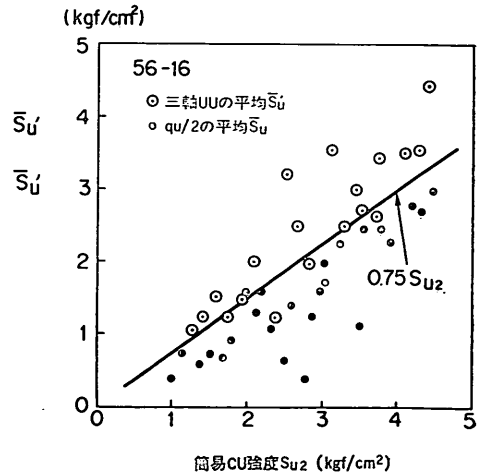


図-98(d)  $\bar{s}_u, \bar{s}'_u$  と  $s_{u2}$  の関係 (56-16)

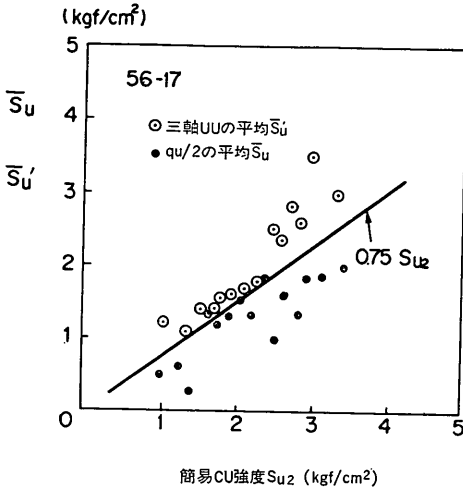


図-98(e)  $\bar{s}_u$ ,  $\bar{s}'_u$  と  $s_{u2}$  の関係 (56-17)

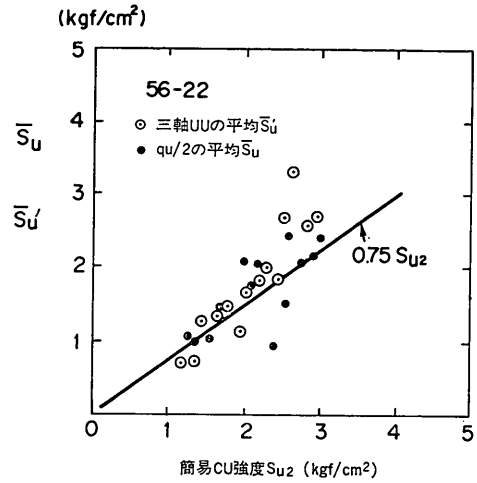


図-98(g)  $\bar{s}_u$ ,  $\bar{s}'_u$  と  $s_{u2}$  の関係 (56-22)

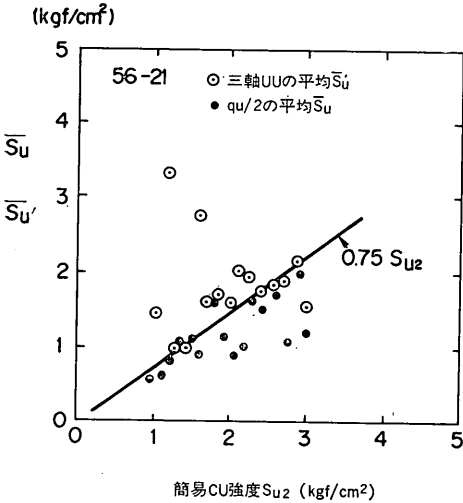


図-98(f)  $\bar{s}_u$ ,  $\bar{s}'_u$  と  $s_{u2}$  の関係 (56-21)

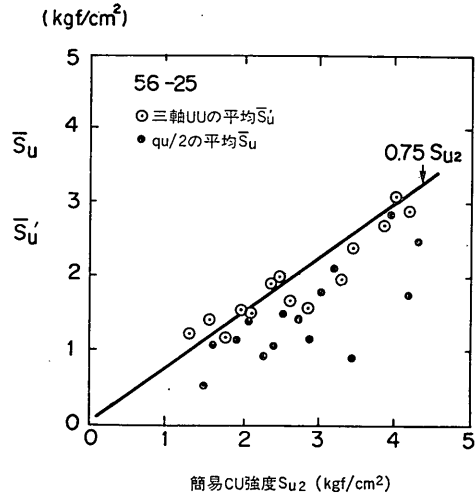


図-98(h)  $\bar{s}_u$ ,  $\bar{s}'_u$  と  $s_{u2}$  の関係 (56-25)

の場合は  $q_u$  法の適用性は深度 300 m までであるといえるが、57-30 では  $q_u$  の平均値は強度を約 15% 過小に評価していると考えられる。

さて、図-96(c)をみると、ボーリング孔 56-9 と 57-30 の簡易 CU 試験によると強度  $s_{u2}$  の違いはあまり大きくない。図-87 に示すように両者のボーリング位置は約 3500 m 離れているにもかかわらず、 $s_{u2}$  には図-96(c)のような一致がみられるので、図に示す両者の  $s_{u2}$  の平均をこの地盤の洪積地盤の  $s_{u2}$  の代表値と考えた。この代表値を用いて、深度 130~150 m まで調査された 8 つのボーリング地点における洪積粘土について、 $q_u$  法の強度  $\bar{s}_u$  と  $s_{u2}$  の比較を行った。図-98(a)~(h)に各ボーリ

ング孔ごとの比較を示す。図をみると、 $\bar{s}_u$  と  $s_{u2}$  の関係は平均的に次のようになった。

$$\bar{s}_u = 0.60 s_{u2} \quad (56-6)$$

$$\bar{s}_u = 0.70 s_{u2} \quad (56-10)$$

$$\bar{s}_u = 0.60 s_{u2} \quad (56-14)$$

$$\bar{s}_u = 0.56 s_{u2} \quad (56-16)$$

$$\bar{s}_u = 0.56 s_{u2} \quad (56-17)$$

$$\bar{s}_u = 0.60 s_{u2} \quad (56-21)$$

$$\bar{s}_u = 0.75 s_{u2} \quad (56-22)$$

$$\bar{s}_u = 0.53 s_{u2} \quad (56-25)$$

このように、 $\bar{s}_u$  と  $s_{u2}$  の関係は各ボーリング孔によって異なるが、おおむね  $\bar{s}_u$  は  $s_{u2}$  の 75% 以下である



場合が多い。したがって、今回調べた範囲では、56-9のように  $\bar{s}_u = 0.75 s_{u2}$  の関係が成り立つのは例外的であり、全体としては  $\bar{s}_u < 0.75 s_{u2}$  であって、(17)式の基準を用いると、大深度から採取された試料の乱れは適度のレベルよりも大きいと判定される。

図-98(a)~(h)では、三軸 UU 強度  $\bar{s}_u'$  と  $s_{u2}$  との比較も行っている。図より、 $\bar{s}_u'$  と  $s_{u2}$  の関係は平均的に次のようになった。

$$\bar{s}_u' = 0.96 s_{u2} \quad (56-6)$$

$$\bar{s}_u' = 0.85 s_{u2} \quad (56-10)$$

$$\bar{s}_u' = 0.68 s_{u2} \quad (56-14)$$

$$\bar{s}_u' = 0.86 s_{u2} \quad (56-16)$$

$$\bar{s}_u' = 0.93 s_{u2} \quad (56-17)$$

$$\bar{s}_u' = 0.88 s_{u2} \quad (56-21)$$

$$\bar{s}_u' = 0.86 s_{u2} \quad (56-22)$$

$$\bar{s}_u' = 0.72 s_{u2} \quad (56-25)$$

このように、 $\bar{s}_u$  のかわりに  $\bar{s}_u'$  を用いると  $\bar{s}_u'$  はほぼ  $s_{u2}$  の 80~90% になる。このことは、三軸 UU 試験が「クラック型の乱れ」を受けた試料の強度を補正する効果によるものであるが、(17)式の判定基準によれば  $\bar{s}_u' = 0.75 s_{u2}$  が適度な乱れのレベルの場合であり、三軸 UU 試験の強度は乱れの影響が「少なすぎる」強度を与えていることになる。すなわち、三軸 UU 試験では、強度の補正の効果がききすぎて、むしろ地盤の強度をやや過大に評価しているということである。したがって、大深度における粘性土地盤の強度の決定において三軸 UU 試験を実施する場合は、以上の点に注意する必要があると考えられる。

## 9. 結 論

いくつかの乱さないサンプリングによる粘土試料を用い、三軸試験によって非排水強度を求め一軸圧縮強度と比較した。また、試料の乱れの影響を検討するための一連の試験を実施した。主な結論は次の通りである。

- (1) SHANSEP 法の強度は、全体として現行の  $q_u$  法の強度よりも小さい。したがって SHANSEP 法は地盤の強度を過小評価すると考えられる。
- (2) 現行の  $q_u$  法による粘性土の強度  $\bar{s}_u$  とベールーム半沢法の強度  $s_{u1}$  の関係は、試料の乱れの程度によって次の 3 通りの場合がある。

$$(a) \quad \bar{s}_u > s_{u1}$$

$$(b) \quad \bar{s}_u = s_{u1}$$

$$(c) \quad \bar{s}_u < s_{u1}$$

通常の深度の粘土地盤については、(b)のように両者がほぼ等しい場合が多い。一方、深度の大きい洪積粘

土地盤では(a)や(c)のような場合が現れる。今回の試験結果では、ベールーム半沢法の強度  $s_{u1}$  は安定した値を示すのに対して  $\bar{s}_u$  は変動が大きい。個々の供試体について検討した結果、(a)のケースは試料の乱れが非常に小さかった場合、(b)のケースは試料の乱れが普通の場合、(c)のケースは乱れが大きい場合に相当すると推定された。

- (3) 過去のわが国の粘性土地盤の破壊事例の解析結果では、 $q_u$  法の強度およびベールーム半沢法の強度が適切な安全率を与えることが多く報告されている。今回の試験結果から、これは通常のサンプリングでは試料の乱れの程度が「適度」であり、上記の(b)のケースに相当しているためであると考えられる。ここで、乱れが「適度」であるとは、試料採取時の乱れによって  $q_u$  の平均値の低下する割合が、強度異方性や時間効果など  $q_u$  が地盤の強度を過大に評価する要因と、うまくバランスがとれていることを意味するものである。このような場合には、 $q_u$  法の強度は地盤強度として適切な値を示しているといえる。これに対して、(a)の場合は乱れが「適度」よりも小さいため  $\bar{s}_u$  が地盤の強度を過大に評価し、(c)の場合は乱れが「適度」よりも大きい場合  $\bar{s}_u$  が地盤の強度を過小に評価することになると推定される。
- (4) 本研究で、強度を求めるための実用的な三軸試験として簡易 CU 試験を新たに定義した。簡易 CU 試験の強度  $s_{u2}$  とベールーム半沢法の強度には、ほぼ次のような関係がある。

$$s_{u1} = 0.75 s_{u2}$$

この関係を用いると  $\bar{s}_u$  と  $s_{u2}$  との関係は試料の乱れの程度に対応して次のように表すことができる。

$$(a) \quad \text{乱れが小さい場合} \quad \bar{s}_u > 0.75 s_{u2}$$

$$(b) \quad \text{乱れが適度の場合} \quad \bar{s}_u = 0.75 s_{u2}$$

$$(c) \quad \text{乱れが大きい場合} \quad \bar{s}_u < 0.75 s_{u2}$$

ただし、これらの関係は粘性土に対してのものであり、中間土と呼ばれる低塑性の土や砂分が多い土についてはまだ適用できない。

- (5) 試料採取時の乱れが非常に大きいと、ベールーム半沢法や簡易 CU 試験の再圧縮過程において、体積ひずみや含水比の低下量が大きくなる。乱れが「練り返し型」で非常に大きい場合、ベールーム半沢法の強度と簡易 CU 強度は、本来の強度を最大 15% 過大に評価する可能性がある。
- (6) 以上の検討結果にもとづいて、一軸圧縮試験と三軸圧縮試験を併用した新しい粘性土地盤の強度決定法として、次の方法を提案する。

各シンウォールチューブについて3本の一軸圧縮試験と1本の簡易CU試験を行う。 $q_u/2$ の平均値 $\bar{s}_u$ と簡易CU強度 $s_{u2}$ の関係を求め、次の基準によって試料の乱れの程度を判定して設計に用いるべき強度を決定する。

(I)  $\bar{s}_u \geq 0.80 s_{u2}$  の場合

乱れは小さいと判定される。 $\bar{s}_u$ は過大な強度である可能性があるが、これまで $q_u$ 法の強度が多くの実績を持っていることや、通常安定解析の安全率が1.2であることを考え、 $\bar{s}_u$ を設計に用いる。ただし、注意深い施工が必要である。

(II)  $0.80 s_{u2} \geq \bar{s}_u > 0.70 s_{u2}$  の場合

乱れは適度のレベルであると判定される。設計には、 $\bar{s}_u$ または $0.75 s_u$ を用いる。

(III)  $0.70 s_{u2} \geq \bar{s}_u > 0.60 s_{u2}$  の場合

乱れはやや大きいと判定される。設計には $0.75 s_{u2}$ を用いる。

(IV)  $\bar{s}_u \leq 0.60 s_{u2}$

乱れは非常に大きいと判定される。サンプリングをやり直すか、あるいは $0.65 s_{u2}$ を用いる。ただし、乱れがクラック型であると確認できる場合は $0.75 s_u^2$ を用いてよい。

新しい方法は、現在の方法に比べ試料の品質を考慮した点で優れており、本方法を用いることによって、より信頼性の高い粘性土地盤の強度の決定が可能になると考えられる。

- (7) 大阪湾泉州沖の大深度から採取した試料の一軸圧縮試験結果をみると、深度70m以深から採取した試料の乱れは主にクラック型であると考えられる。これらの試料について $q_u$ と簡易CU強度の関係を比較した結果、全体として、試料の乱れの程度は適度のレベルよりもやや大きいと判定された。

## 10. あとがき

本報告では、三軸試験を活用した新しい地盤の強度決定法を提案した。新しい方法を用いることによって、試料の品質を考慮した、より信頼性の高い強度を求めることができると考えている。今回の提案は粘性土についてのものであるが、今後、実務において問題となりやすい中間土についても同様の考え方で検討して行きたいと考えている。

今回の提案が実際の問題に活用されるためには、提案の有効性をより多くの実務の場で確かめることが必要である。港湾地域の建設事業において、軟弱地盤の強度の決定は設計の基本となる重要な業務であり、筆者らは新

しい提案が実務に従事する技術者にどのように受け取られるか、期待とともに不安を感じている。いずれにしても、本研究をさらに進めるためには、研究室の外の方々の協力が得られない限り不可能である。今後とも広範囲の方々のご理解とご協力を願いたい。

(1989年6月30日受付)

## 謝 辞

本報告をまとめるにあたって、多くの人の協力をいただいている。小林正樹土性研究室長、田中洋行地盤調査研究室長には、本研究を進める上で終始有益な御意見をいただいた。梅原靖文次長と西村隆夫土質部長には、報告書全般にわたって貴重な御討議をいただいた。前土性研究室研修生平良聰氏(沖繩技術コンサルタント㈱)には、研究の当初において精力的に土質試験と解析を行っていただいた。第二港湾建設局横浜調査設計事務所、東京空港工事事務所、関西国際空港㈱工務一部設計課、建設事務所の関係の方々には、試料の採取、運搬、土質試験の実施について非常にお世話になった。一軸試験および三軸試験において、地盤調査研究室榊原技官、復建調査設計㈱今岡靖氏、応用地質㈱川口浩氏の協力をいただいた。ここに記して深く感謝の意を表します。

最後に、本研究においては約330個の供試体について三軸試験を実施したが、短期間に大量の三軸試験を実施し、結果を整理・解析することは、土性研究室の自動制御三軸試験システムによって初めて可能であった。同システムの開発と整備に多大に貢献された前土性研究室の中島謙二郎氏(第四港湾建設局熊本港工事事務所)と菊池喜昭土質部主任研究官に深く感謝の意を表します。

## 参 考 文 献

- 1) Nakase, A. (1967): The  $\phi=0$  analysis of stability and unconfined compression strength, *Soils and Foundations*, Vol. 7, No. 2, March, 1967, pp. 33-45.
- 2) 松尾総 (1984): 地盤工学—信頼性設計の理論と実際, 技報堂出版, pp. 28-31.
- 3) 土田 孝, 石井一郎, 水上純一 (1989): 一軸圧縮強度におよぼす試料採取時の乱れの影響, サンプルングシンポジウム, 土質工学会.
- 4) 小林正樹 (1976): 地盤安定解析における問題点, 港湾技術研究所講演会講演集.
- 5) Hanzawa (1982): Undrained Strength Characteristics of Alluvial Marine Clays and Their Application to Short Term Stability Problems, 東京大学学位請求論文, pp. 83-84.
- 6) Ladd, C. C., Lambe, T. W. (1968): The Strength of "Undisturbed" Clay Determined From Undrained Tests, STP No. 361, *National Research*

Council of Canada-American Society of Testing and Materials Symposium Laboratory Shear Testing of Soils.

- 7) 奥村樹郎 (1974): 粘土の攪乱とサンプリング方法の改善に関する研究, 港湾技研資料 No. 193.
- 8) 土田 孝, 菊池喜昭, 小林正樹 (1985): 土質調査結果におよぼす人為的要因の影響, 港湾技研資料.
- 9) 土田 孝, 田中洋行, 小林正樹 (1988): 土質調査結果におよぼす人為的要因の影響, 土と基礎, Vol. 36, No. 9.
- 10) D'Appolonia, D. J., Lambe, T. W. (1971): Evaluation of Pore Pressure Beneath an Embankment, *Proc. of ASCE*, SM 6, pp. 881-897.
- 11) 中瀬明男 (1969): 土質力学, 第5章土のせん断, 技報堂出版, pp. 562-563.
- 12) 土田 孝, 小林正樹, 山川 匠, 平良 聡 (1988): 一軸圧縮強度のばらつきとその要因について, 港湾技術研究所報告, 第27巻, 第1号, pp. 93-124.
- 13) Ladd, C. C., Foott (1974): New Design Procedure for Stability of Soft Clay, *Proc. ASCE*, GT 7.
- 14) Berre, Bjerum (1973): Shear Strength of Normally Consolidated Clays, *Proceedings, 8 th I. C. S. M. F. E.*, Vol. 1, Moscow, U. S. S. R.
- 15) 前掲 6), pp. 72-152.
- 16) 前掲 6), pp. 129-130.
- 17) 龍岡文夫 (1987): わかりやすい土質工学原論, pp. 34-40, 土質工学会.
- 18) Jamiolkowski, M., Ladd, C. C., Germaine, T. T. and Lancellota, R. (1985): New developments in field and laboratory testing of soil, SOA Report, *Proc. of 11 th ICSMFE*, San Francisco.
- 19) 菊池喜昭, 土田 孝, 小林正樹 (1987): 三軸試験機による静止土圧係数の測定, 港湾技術資料 No. 577.
- 20) 土田 孝, 水上純一, 平良 聡 (1988): 深度の大きい海底粘性土地盤の強度決定法について, 第13回海洋開発シンポジウム論文集, 神戸, 土木学会, pp. 11-14.
- 21) 土田 孝, 菊池喜昭, 中島謙二郎, 小林正樹 (1984): 大阪湾泉州沖海底地盤の工学的性質, (その3) 静的せん断特性, 港湾技研資料 No. 498.
- 22) Lambe, T. W., Whitman, R. V. (1969): *Soil Mechanics*, Jhon Wiley & Sons, Inc., pp. 451.
- 23) Osterberg, J. O., Murphy, W. P. (1979): State of the Art of Undisturbed Sampling of Cohesive Soils, State of Soil Sampling, *Proceedings of the International Symposium of Soil Sampling*, Singapore, pp. 43-53.
- 24) 土田 孝, 佐藤正春, 小林正樹 (1983): 乱さない海成粘土の正規圧密状態におけるせん断特性について, 港湾技研資料 No. 444.

主要記号表

$q_u$ (kgf/cm<sup>2</sup>): 一軸圧縮強度  
 $\bar{q}_u$ (kgf/cm<sup>2</sup>):  $q_u$  の平均値  
 $c_1 \sim c_5$ : 一軸圧縮強度に関する補正係数  
 $c_1$ : 試料採取時の乱れによる強度の低下に関する補正係数

$c_2$ : 強度の異方性に関する補正係数  
 $c_3$ : せん断速度に関する補正係数  
 $c_4$ : すべり面の角度を 45° と仮定することによる誤差に関する補正係数  
 $c_5$ : 軸対称応力条件と平面ひずみ応力条件の違いに関する補正係数  
 $p_0$ (kgf/cm<sup>2</sup>): 土被り圧  
 $p_c$ (kgf/cm<sup>2</sup>): 圧密降伏圧力  
 $p$ (kgf/cm<sup>2</sup>): 軸方向圧密圧力  
 $\bar{s}_u$ (kgf/cm<sup>2</sup>):  $\bar{q}_u/2$  の平均値として求めた非排水せん断強度,  $q_u$  法の強度  
 $s_{u1}$ (kgf/cm<sup>2</sup>): ベーラム半沢法によって求めた非排水せん断強度  
 $s_{u2}$ (kgf/cm<sup>2</sup>): 簡易 CU 試験による強度  
 $s_{u3}$ (kgf/cm<sup>2</sup>): SHANSEP 法 (シャンセップ法) によって求めた強度  
 $s_u^*$ (kgf/cm<sup>2</sup>): 安定解析に用いるべき地盤の代表的な強度  
 $s_{uc}$ (kgf/cm<sup>2</sup>): 土被りまで  $K_0$  圧密した後の圧縮強度 (ベーラム半沢法)  
 $s_{ue}$ (kgf/cm<sup>2</sup>): 土被りまで  $K_0$  圧密した後の伸張強度 (ベーラム半沢法)  
 $\bar{s}_u'$ (kgf/cm<sup>2</sup>): 三軸 UU 試験における最大軸差応力の 1/2 の平均  
 $R$ : 過圧密比 (OCR)  
 $(s_{uc}/p)_R$ : 過圧密比  $R$  における圧力で正規化された圧縮強度 (SHANSEP 法)  
 $(s_{ue}/p)_R$ : 過圧密比  $R$  における圧密圧力で正規化された伸張強度 (SHANSEP 法)  
 $K_{0n}$ : 正規圧密時の  $K_0$  (静止土圧係数)  
 $K_{0R}$ : 過圧密時の  $K_0$   
 $m$ : 過圧密比と  $K_0$  の関係を示す実験定数  
 $q_{up}$ (kgf/cm<sup>2</sup>): 乱れが無い場合の  $q_u$   
 $\sigma_p'$ (kgf/cm<sup>2</sup>): 完全試料の残留有効応力  
 $\sigma'$ (kgf/cm<sup>2</sup>): 残留有効応力  
 $r$ : 攪乱比  
 $\epsilon_f(\%)$ : 軸差応力が最大の時の軸ひずみ (破壊ひずみ)  
 $E_{50}$ (kgf/cm<sup>2</sup>): 一軸圧縮試験における正割係数  
 $du_w(\%)$ : ベーラム半沢法または簡易 CU 試験において圧密による含水比の低下量  
 $\epsilon_v(\%)$ : ベーラム半沢法または簡易 CU 試験において圧密による体積ひずみ量  
 $\epsilon_1(\%)$ : ベーラム半沢法または簡易 CU 試験において圧密による軸ひずみ量  
 $\sigma_{1c}$ (kgf/cm<sup>2</sup>): 三軸試験における軸方向圧密圧力