

運輸省港湾技術研究所

# 港湾技術研究所 報告

---

---

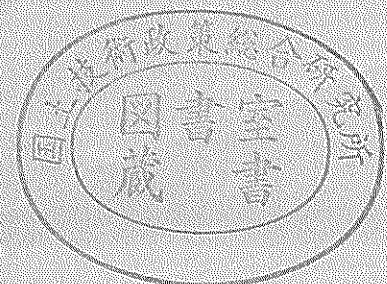
REPORT OF  
THE PORT AND HARBOUR RESEARCH  
INSTITUTE

MINISTRY OF TRANSPORT

---

VOL.38      NO.2      June 1999

NAGASE, YOKOSUKA, JAPAN



# 港湾技術研究所報告 (REPORT OF P.H.R.I.)

第38巻 第2号 (Vol.38, No.2), 1999年6月 (June 1999)

## 目次 (CONTENTS)

1. 潮位変動および密度の非一様性を考慮した砂浜海岸地下水の非定常過程に関する数値解析  
.....内山雄介..... 3  
(Numerical Analysis on Groundwater Flow in Sandy Beaches Considering Tidal Fluctuation and Density Distribution  
.....Yusuke UCHIYAMA)
2. 久里浜湾の流れ特性と生態系に関する研究  
.....日比野忠史・豊田政史・西守男雄・細川恭史・鶴谷広一..... 29  
(Current Field Characteristics and Ecosystem Investigations in Kurihama Bay  
...Tadashi HIBINO, Masashi TOYOTA, Dan-o NISHIMORI, Yasushi HOSOKAWA and Hiroichi TSURUYA)
3. 海水交換型防波堤の透過量評価手法の提案  
.....西守男雄・日比野忠史・豊田政史・細川恭史・石原弘一・森下正志・鶴谷広一..... 63  
(Estimation of Water Mass Exchanged through Water Exchangeable Breakwater  
.....Dan-o NISHIMORI, Tadashi HIBINO, Masashi TOYOTA, Yasushi HOSOKAWA,  
Hirokazu ISHIHARA, Masashi MORISHITA and Hiroichi TSURUYA)
4. 粘性土のセメンテーションによる強度発現メカニズム  
.....土田 孝・湯 怡新..... 99  
(Strength Mobilization due to Cementation of Clay  
..... Takashi TSUCHIDA and Yi Xin Tang)
5. 港湾空港事業における軽量混合処理土工法の開発と適用事例  
.....土田 孝..... 131  
(Development and Use of Foamed Treated Soil in Port and Airport Project  
..... Takashi TSUCHIDA)
6. 海洋環境 (酒田港20年) に暴露したコンクリート梁の材料劣化が梁の力学性能に及ぼす影響  
.....横田 弘・秋山哲治・濱田秀則・三上 晃・福手 勤..... 169  
(Effect of Degradation of Concrete on Mechanical Properties of Reinforced Concrete Beams  
Exposed to Marine Environment (for 20 years in Sakata)  
.....Hiroshi YOKOTA, Tetsuji AKIYAMA, Hidenori HAMADA, Akira MIKAMI and Tsutomu FUKUTE)
7. 鋼直杭式棧橋の地震時保有耐力に関する実験および解析  
.....横田 弘・川崎 進・菅原 亮・Hazem El-Bakry・川端規之..... 223  
(Ultimate Structural Performance of Steel-Pile Supported Wharves  
... Hiroshi YOKOTA, Susumu KAWASAKI, Ryo SUGAWARA, Hazem El-Bakry and Noriyuki KAWABATA)
8. 防波堤ケーソンの自動設置システムの開発 (第二報) - アンカーワイヤ方式の水力模型実験による検討 -  
.....米山治男・白石 悟・名里健吾・高橋英俊..... 257  
(Development of Automatic Installation System of Breakwater Caisson (2nd Report)  
- Evaluation of Anchor Wire System by Hydraulic Model Experiments -  
..... Haruo YONEYAMA, Satoru SHIRAIISHI, Kengo NAZATO and Hidetoshi TAKAHASHI)
9. RC港湾構造物の塩害に係わる環境要因の定量的評価に関する研究  
.....濱田秀則..... 299  
(Quantitative Evaluation of Environmental Factors Related to Chloride Attack of RC Harbor Structures  
.....Hidenori HAMADA)

10. 破壊確率を考慮した防波堤のライフサイクルコストと許容破壊確率  
 .....長尾 毅・松渕 知..... 395  
 (Studies on Life-Cycle Cost and Allowable Failure Probability of Breakwaters  
 ..... Takashi NAGAO and Satoru MATSUBUCHI)
11. 係留施設のライフサイクルコスト発生と維持管理意志決定支援システムの構築に関する基礎的研究  
 .....松渕 知・横田 弘..... 423  
 (Life-Cycle Cost Analysis of Berthing Facilities and Development of A Decision Support System  
 during their Maintnance Work  
 .....Satoru MATSUBUCHI and Hiroshi YOKOTA)
12. 大規模地震時におけるコンテナクレーンの脚の浮き上がりに関する模型実験  
 .....江頭隆喜・山本俊介・田邊俊郎・中島 晋・菅野高弘・宮田正史・柏崎昭宏・金山維史..... 475  
 (Experiment on Uplifting of Legs of Container Cranes under Strong Earthquakes  
 .....Takaki ETOU, Shunsuke YAMAMOTO, Toshiro TANABE, Susumu NAKASHIMA・  
 Takahiro SUGANO, Masafumi MIYATA, Akihiro KASHIWAZAKI and Tadafumi KANAYAMA)

## 粘性土のセメンテーションによる強度発現メカニズム

土田 孝\*・湯 怡新\*\*

### 要 旨

海底地盤の沈降堆積過程における強度発現のメカニズムを調べるため、せん断強度の経時的な発現特性を調べた。主な結論は、以下のようにまとめることができる。

- 1) 高含水比の熊本港粘土試料の沈降堆積、自重圧密およびペーンせん断試験の結果より、せん断強度の経時的な発現特性を検討した。その結果、表層付近の超低応力レベルでは、一次圧密終了後に含水比に実質的な変化がなかったにも拘わらず、せん断強度の大きな増加が認められた。せん断強度の増加速度  $\Delta \tau / \Delta \log_{10} t$  は、有効土被り圧  $p_0$  が大きいほど大きくなり、両者には以下のような関係が認められた。

$$\Delta \tau / \Delta (\log_{10} t) = k \sqrt{p_0}$$

ここに、 $k$  はセメンテーションによる強度増加係数で  $\tau$  と  $p_0$  の単位を  $\text{kN/m}^2$  とすると約  $0.3 (\text{kN/m}^2)^{0.5}$  である。

- 2) 有効土被り圧が  $100 \text{kN/m}^2$  から  $800 \text{kN/m}^2$  の場合について他の研究者の実験結果からセメンテーションによる強度増加を分析した結果、おおむね上式の関係に当てはまることが分かった。さらに、有効土被り圧が  $2 \text{kN/m}^2$  から  $10 \text{kN/m}^2$  のときのせん断強度の時間的増加特性を実験により調べた結果、この範囲でも上式が成立するとの結果が得られた。
- 3)  $70^\circ$  の高温条件のもとで圧密した粘土のせん断強度は常温の場合の  $1.5 \sim 3$  倍となり、高温条件での強度発現の促進効果が認められた。これは、高温条件で圧密速度が大きくなり二次圧密期間が長くなること、高温環境ではセメンテーションによる強度発現速度自体が増加することによって考えられる。
- 4) 1) で示した関係式を用い、海底地盤の形成過程におけるせん断強度や圧密降伏応力、間隙比などの変化を計算した。計算結果は、堆積速度が小さいほど地盤の強度が大きく間げき比が大きいという年代効果の特徴をよく表現している。

キーワード： 粘土、せん断強さ、二次圧縮、年代効果、セメンテーション効果

\* 土質部土性研究室長

\*\* 関門港湾建設㈱ (1997年9月まで科学技術特別研究員として土性研究室に所属)

横須賀市長瀬3-1-1 運輸省港湾技術研究所

電話0468-44-5021 FAX.0468-44-4577 E-mail: tsuchida@cc.phri.go.jp

## Strength Mobilization due to Cementation of Clay

Takashi TSUCHIDA \*

Yi Xin Tang \*\*

### Synopsis

The mobilization of shear strength with time is classified as two components of the secondary compression and the effect of cementation. In this report, the mobilization of shear strength due to cementation is studied. The main conclusions are summarized as follows:

- 1) The shear strength of sedimentated slurry with high water content is investigated by the laboratory test. When the effective overburden stress of slurry was small, a remarkable increase in shear strength was observed in the secondary compression process, although the change of water content was little. It is found that the mobilization of shear strength due to the cementation is related to the effective overburden stress, and can be evaluated as follows;

$$\Delta c_u / \Delta (\log t) = 0.3 \sqrt{p_0}$$

where,  $c_u$ : shear strength ( $\text{kN/m}^2$ ),  $t$ : time,  $p_0$ : effective overburden stress ( $\text{kN/m}^2$ )

- 2) Base on a series of laboratory tests, the above-mentioned simple relation is found to be valid for the effective overburden stress of the range of  $0.1 - 800 \text{ kN/m}^2$ .
- 3) Using the above equation, a numerical model is newly proposed to evaluate the strength mobilization of clay during the sedimentation. The model can explain the strength - void ratio characteristics of aged clays successfully.

**key words** : clay, shear strength, secondary compression, aging, cementation effect

---

\* Head, Soil Mechanics Laboratory, Geotechnical Engineering Division

\*\*Kanmon Kowan Co.Ltd.

Port and Harbour Research Institute, Ministry of Transport

Nagase 3-1-1, Yokosuka, Kanagawa, 239

Tel.0468-44-5021 FAX.0468-44-4577 E-mail : tsuchida@cc.phri.go.jp

## 目 次

要 旨 .....	99
1. はじめに .....	103
2. 海底地盤の年代効果に関する既往の研究 .....	103
3. 高含水比の粘土の沈降・自重圧密過程における強度発現 .....	105
3.1 粘土試料と実験方法 .....	106
3.2 時間と沈下の関係 .....	106
3.3 せん断強度の経時的な増加 .....	107
4. 通常の応力レベルにおけるセメンテーションによる強度発現特性 .....	110
4.1 既往の実験データによる検討 .....	110
4.2 低応力下での時間－強度増加特性 .....	111
5. 高温再圧密における年代効果の促進実験 .....	113
5.1 粘土試料 .....	114
5.2 自重圧密試験における高温の影響 .....	114
5.3 長期間高温圧密による強度発現 .....	116
5.4 室内と原位置における強度発現の比較 .....	118
5.5 高温圧密実験のまとめ .....	123
6. 海底地盤の形成過程における強度の解析 .....	123
7. 結 論 .....	126
8. あとがき .....	127
参考文献 .....	127
記号一覧 .....	129

## 1. はじめに

土の強度・変形特性は現在及び過去の有効応力状態によって決まるとされている。このため土の力学特性を調べる場合には、有効応力の状態が明りょうな繰り返し再圧密粘土を用いた室内試験が実施されてきた。一方、非常に長い地質学的な年代を経て堆積した自然の海底地盤では、その強度や圧密・圧縮特性は、堆積時の有効応力のほかに土の物理化学的性質や堆積環境によっても大きく影響を受けることがわかっている。これらの影響は、主に、有効応力一定のもとでの長期的な沈下である二次圧縮（遅延圧縮）と、間隙比と無関係に強度が発現するセメンテーション（凝結）効果とに分けられ、両者は年代効果（aging, エージング）と総称される。近年、沿岸域の建設事業が沖合に展開するとともに、深部の洪積粘土の強度・変形特性の評価が問題になってきているが、これらの粘土地盤は数万年から数十万年前に堆積したため、年代効果の影響が工学的にも無視できないものとなっている。しかしながら、年代効果のメカニズムはそれがきわめて長時間にわたって発生するため実験室において調べることが困難であり、強度・変形特性に及ぼす影響を定量的に評価することはさらに難しい。

本研究は、年代効果を定量的に明らかにしモデル化することを目的として実施した。研究の前半では、室内実験によって、セメンテーションが卓越する超低有効応力状態での強度発現特性を調べ、その数値モデル化を試みた。後半は、海底表層から沖積層および洪積層までの堆積年数、地盤深度と強度、間隙比の関係について簡単な数値モデルによるシミュレーションを行った。この結果、実際の原位置でのせん断強度、圧密降伏応力、間隙比を年代効果を考慮して説明することが可能であることを示した。

## 2. 海底地盤の年代効果に関する既往の研究

海成粘土地盤では、年代効果の影響は  $e$ - $\log p$  曲線に特徴的に表れるとされている。図-1は年代効果によるセメンテーション構造を有すると考えられる粘土と室内で繰り返した後再圧密した試料の  $e$ - $\log p$  曲線の違いを模式的に示したものである。図のようにセメンテーション構造を有する海成粘土は擬似過圧密の挙動を示し、圧密圧力が圧密降伏圧力を越えると構造の崩壊が始まって大きな圧縮性を示す。

以上の特性を定量化した指標として土田ら<sup>1)</sup>は、図-2で定義する圧縮指数比  $r_c$  を提案した。 $r_c$  は、正規圧密領

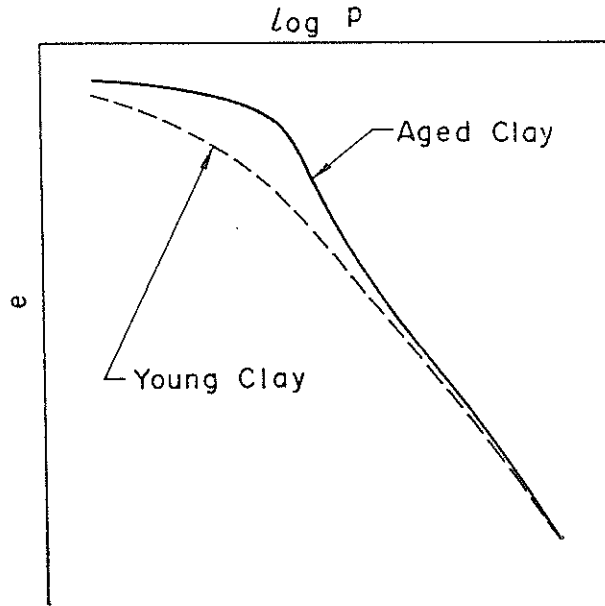


図-1  $e$ - $\log p$  関係の比較

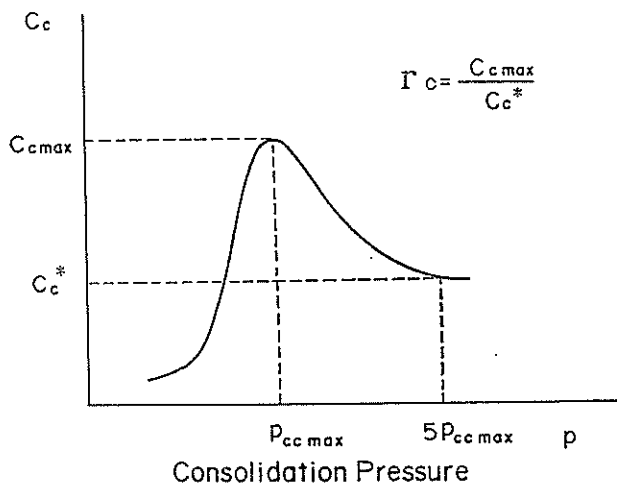


図-2 圧縮指数比の定義

域における圧縮指数  $C_c = \Delta e / \Delta (\log p)$  の最大値と、圧密圧力が十分に大きくなり  $C_c$  がほぼ一定となったときの値との比である。 $r_c$  が大きいほど土の年代効果は大きい。わが国の一般的な沖積粘土地盤では  $r_c = 1.1 \sim 1.8$  であり、これに対して深度  $100 \sim 400\text{m}$  の大阪湾洪積粘土地盤では  $r_c = 3.0 \sim 4.0$  となっている。

堆積時の年代効果が土の力学特性に及ぼす影響を調べるには、これを室内で再現する技術が必要となる。土田らは、 $75^\circ\text{C}$  の高温でスラリーから再圧密した粘土試料の力学特性が、年代効果を有する自然沖積粘土の特性に近いことを、各種の室内力学試験の結果によって確かめた

<sup>1), 2)</sup> 図-3には圧密圧力と圧縮指数の関係の代表的な結

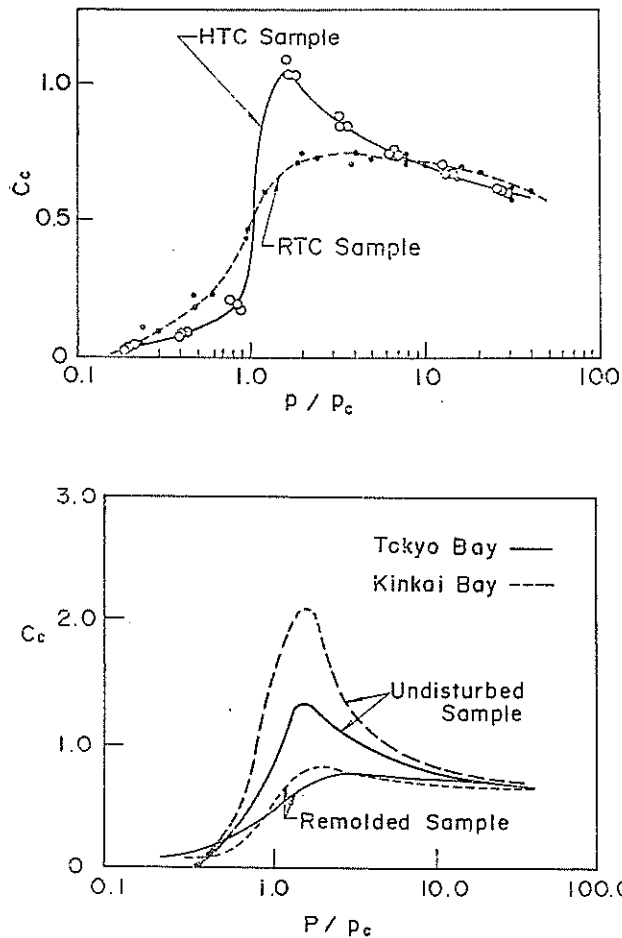


図-3 高温再圧密した粘土の  $e-\log p$  関係

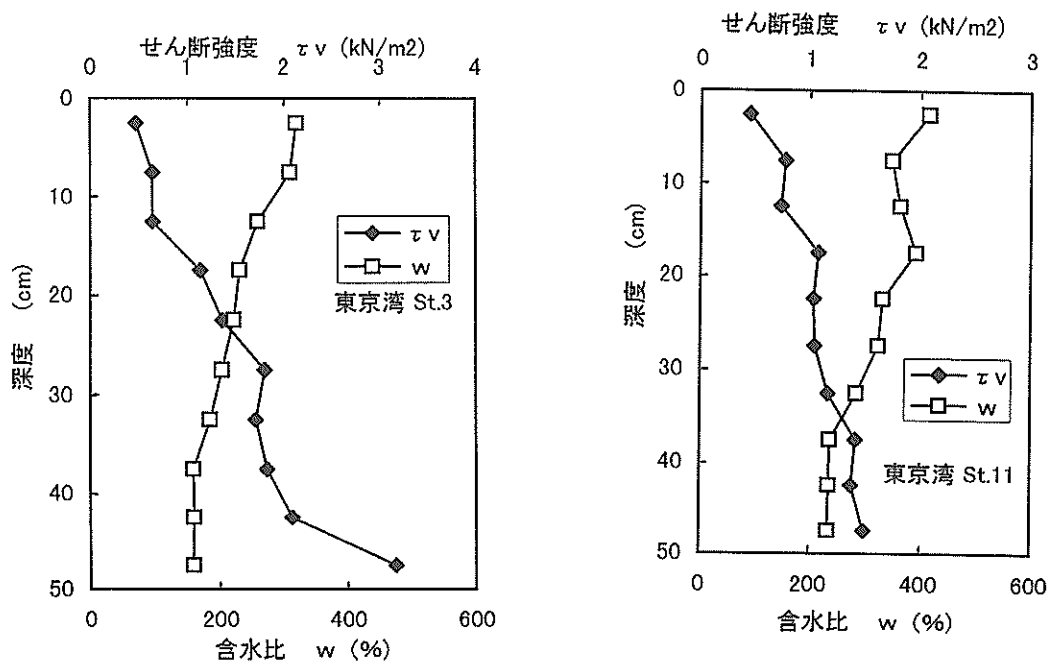


図-4 東京湾海底表層におけるせん断強度と含水比 (五明ら)<sup>4)</sup>

果を示すが、高温再圧密の条件で作成された粘土試料の  $e-\log p$  関係は  $n=1.5 \sim 2.0$  程度の年代効果を有する不攪乱粘土とよく類似している。

五明<sup>3)</sup> <sup>4)</sup>らは、東京湾、琵琶湖、広島湾の表層の底泥の物理・化学特性と力学特性について興味深い報告を行っている。五明らは直径20cm、長さ100cmのアクリルパイプを用いて潜水土により不攪乱の柱状試料を採取し、泥深5cmごとにベーンせん断試験および含水比の測定を行った。図-4は東京湾における2地点のせん断強度と含水比の深度分布例である。図のようによく表層の底泥でも  $0.5 \text{ kN/m}^2$  ( $5 \text{ gf/cm}^2$ ) 程度のせん断強度を有し、深度50cmの位置では  $2 \text{ kN/m}^2$  程度のせん断強度を示している。また、表層の含水比は、おおむね液性限界 (170~190%) の1.5~2.0倍であった。比較のため、五明らは採取した底泥を十分に練り返した後、初期含水比を1000%に調整し直径70cmの容器に高さ80cmの試料を入れて沈降・圧密を行って人工地盤を造成した。図-5は、自重圧密終了後に、各層のせん断強度と含水比を測定した結果である。図のように人工地盤のせん断強度は原位置で測定された値の1/10程度となっており、長時間かかって堆積した自然地盤では人工地盤に比べはるかに大きな強度が発現していることがわかる。このことより、海底地盤表層の小さな有効応力条件のもとでは年代効果による強度増加が相対的に大きいと推定される。



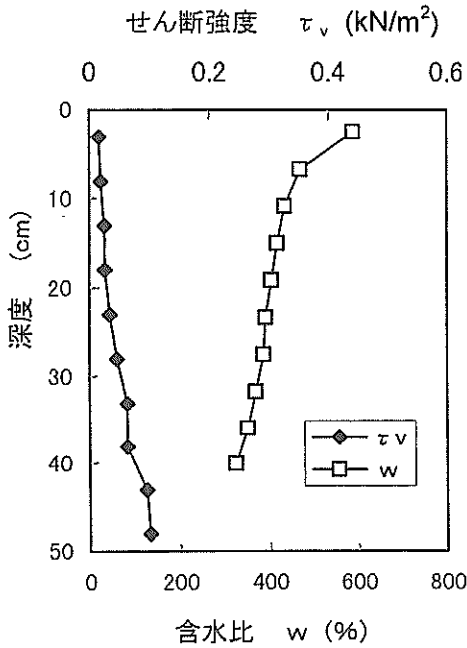


図-5 室内で沈降圧密した粘土層のせん断強度と含水比 (五明ら)<sup>4)</sup>

最近、福江<sup>5)</sup>は、土に含まれる炭酸塩の含有量に着目し、炭酸カルシウムが海底地盤形成に与える影響を調べている。福江の研究によると、海洋における炭酸塩の堆積速度は寒冷海域と熱帯海域で違いがあるもののおおよそ一定であり、約9g/m<sup>3</sup>/年とされている。したがって、陸源堆積物が速く堆積する河口や沿岸部では炭酸塩の含有量は少なく、陸源物質の極めて少ない大洋底では炭酸塩の含有量が80%を超えることも少なくない。福江は、瀬戸内海と相模湾の4ヶ所から、海底表面より5m程度の不攪乱試料を取り、炭酸カルシウム含有量とせん断強度および間隙比の相関関係を調べてその有意性を確認した。図-6はその結果の一例であるが、炭酸カルシウムが多く含まれるにつれ間隙比が減少し、せん断強度が増加している。福江は海底地盤表層部における擬似過圧密効果の原因がプランクトンの遺骸などからなる炭酸カルシウム等による化学的結合によって生じているとし、実測結果から炭酸カルシウム含有率1% (重量)あたりのせん断強さの増加量を表層土で約20kN/m<sup>2</sup>、深層土で約25kN/m<sup>2</sup>と推定している。

海底地盤の年代効果を考える上で重要な情報は、地盤の堆積速度である。スケンプトンは各種の地盤の地質学的な堆積の仕方と堆積速度について調べ、表-1のようにまとめている。表をみると三角州や河口では1.0~10.0cm/年といった堆積速度になっているが、海域では0.01cm/年のオーダーとなっている。表-2はLocatら<sup>7)</sup>がまと

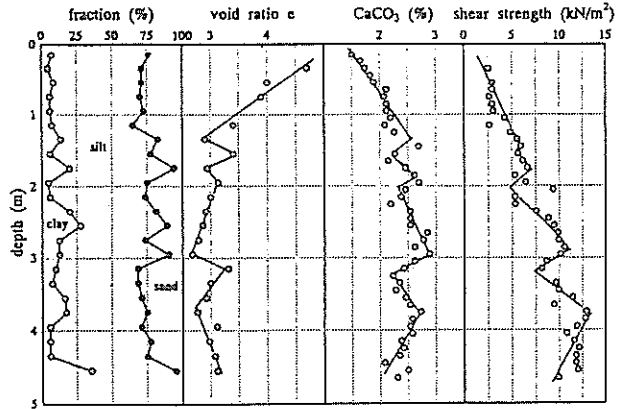


図-6 地盤中の炭酸カルシウム含有量と間隙比、強度の関係 (福江ら)<sup>5)</sup>

表-1 堆積速度と地盤条件 (Skempton, 1970)<sup>6)</sup>

場所	層厚 (m)	堆積速度 (cm/年)
三角州		
Mississippi, 沖積	55	12.0
Rhone, 沖積	65	1.7
Orinoco, 沖積	40	0.8
河口		
Avonmouth, 沖積	13	0.025
Tilbury, 沖積	16	0.02
Pisa, 沖積	10	0.025
海域		
Oslofjord, 沖積	—	0.008
Po Valley, 洪積	2000	0.012
Po Valley, 洪積	3000	0.01
Kambara, 洪積	2600	0.009
深海		
カリブ海	—	0.003

表-2 湖沼、海域の堆積速度 (Locat and Lefebvre)<sup>7)</sup>

場所	堆積速度 (cm/年)
Lake Ontario	0.020 ~ 0.111
Lake Erie 1	0.16 ~ 0.29
Lake Erie 2	0.71 ~ 1.42
Lake Matagami	0.08
Lake Michigan	0.01 ~ 0.5
Lake Quevillon	0.05
Barlow Ojibway	1.0 ~ 2.5
Goldthwait Sea	1.20 ~ 1.60
Gulf of Maine	0.09 ~ 0.18
Chincontagau Bay	0.03 ~ 0.15
Pitt Lake, B.C.	1.8
Saanich Inlet, B.C.	1.0 ~ 2.0
Djuprenna, North Sea	0.158
N.Rauoyrenna, North Sea	0.086
S.Drams fjorden	0.060 ~ 0.255

めたものであるが、これによると湖沼及び海域での堆積速度はほぼ0.01cm/年から1.0cm/年の範囲にある。わが国の海底に関する報告例を表-3に示すが、これによると

表-3 わが国における海底地盤の堆積速度

東京港	1.6 ~ 11.4cm/年	(木村他 <sup>9)</sup> ,1985)
有明粘土層 (上部)	0.18cm/年	(Torrance and Otsubo <sup>9)</sup> ,1995)
有明粘土層 (下部)	0.18 ~ 0.75cm/年	( " )
伊勢湾	1.08 ~ 1.25cm/年	(中川 <sup>10)</sup> ,1998)

ほぼ0.2cm/年~2.0cm/年となっている。堆積速度はその測定方法によって大きく変動するためこれらの数値の解釈には注意が必要であるが、これらの報告例を概観すると、海岸に近い沖積地盤においてはおよそ0.1cm/年から1.0cm/年のオーダーであると考えられる。

### 3. 高含水比の粘土の沈降・自重圧密過程における強度発現

五明らの研究によると、海底地盤表層部では年代効果による強度発現の割合が相対的に大きいと推定された。そこで高含水比の粘土が堆積を開始する過程を想定し、初期含水比を700%~1500%に調整した熊本粘土の沈降・自重圧密実験を実施して、自重圧密終了直前より圧密終了後のせん断強度および含水比の経時変化を測定し、この間のせん断強度の発現特性を調べた。

#### 3.1 粘土試料と実験方法<sup>11)</sup>

沈降自重圧密に用いた粘土は熊本港より採取し2mmフルイを通過させた試料である。試料の物理性質を表-4に、粒径加積曲線を図-7に示した。

試料をそれぞれ700%、1000%、1500%の初期含水比に調整し、直径20cm、高さ200cmのアクリル製の沈降・自重圧密容器に投入して、その後の粘土試料と上澄みとの境界面を目測し、沈下量を測定した。

#### 3.2 時間と沈下の関係

図-8は時間の経過に伴う境界面高さの変化であるが、初期含水比が高いほど供試体の最終高さが小さくなる。図より、時間~沈下曲線は次の3つの段階に分けられる。

第1段階：主に試料が沈降する過程であるが、先に沈降し底部に堆積した試料においては、圧密過程も進行している。

第2段階：試料の沈降が終了し全層の粘土試料において自重による一次圧密が進行する。

第3段階：粘土試料内の一次圧密が終了し、有効応力一定の条件で、二次圧密が進行する。

表-4 熊本港粘土の物理的性質

自然含水比 $w_n$ (%)	液性限界 $w_L$ (%)	塑性限界 $w_p$ (%)	土粒子比重 Gs	塩分含有量 (%)	有機物含有量 (%)
148	98.1	31.8	2.61	3.57	8.5

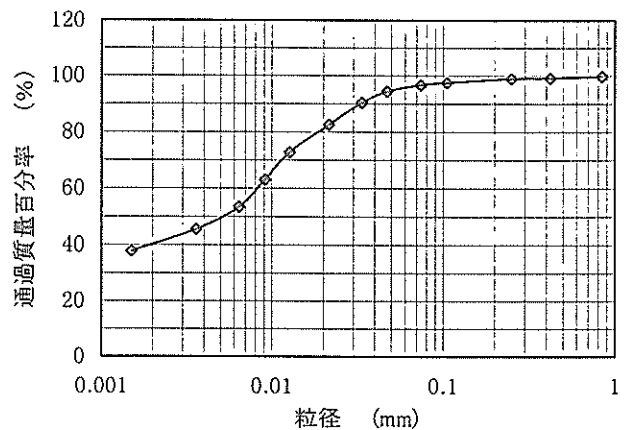


図-7 熊本粘土の粒径加積曲線

沈降自重圧密実験は約120日間継続し、この間の実測沈下量に双曲線法を適用して最終沈下量を推定した。双曲線法は、時間~沈下関係を双曲線と仮定し、得られた沈下データを用いて今後の沈下状態を予測する方法であり、各時間の沈下量は次式より求められる。

$$S_t = S_0 + \frac{t}{(\alpha + \beta t)} \quad (1)$$

ここに $S_t$ は時刻 $t$ における沈下量であり、 $S_0$ は初期の沈下量である。各ケースの $t/S \sim t$ 関係を図-9にプロットした。このプロットにより、各ケースにおいて近似直線を求めその勾配 $\beta$ を求めた。最終沈下量 $S_t$ は $t \rightarrow \infty$ として次式により計算し、表-5に示した。

$$S_t = S_0 + \frac{1}{\beta} \quad (2)$$

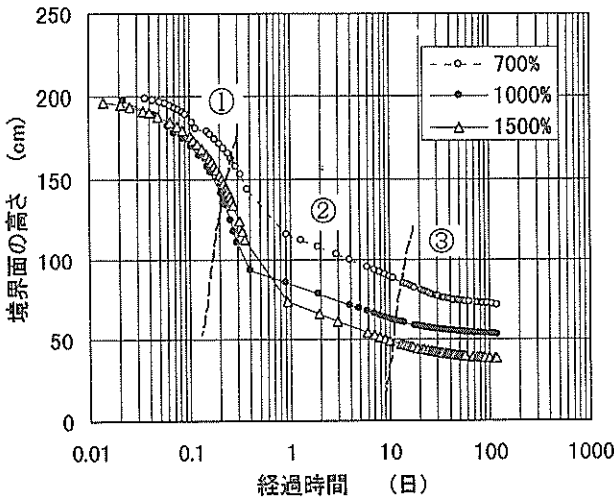


図-8 沈降および自重圧密過程における時間と境界面高さの関係

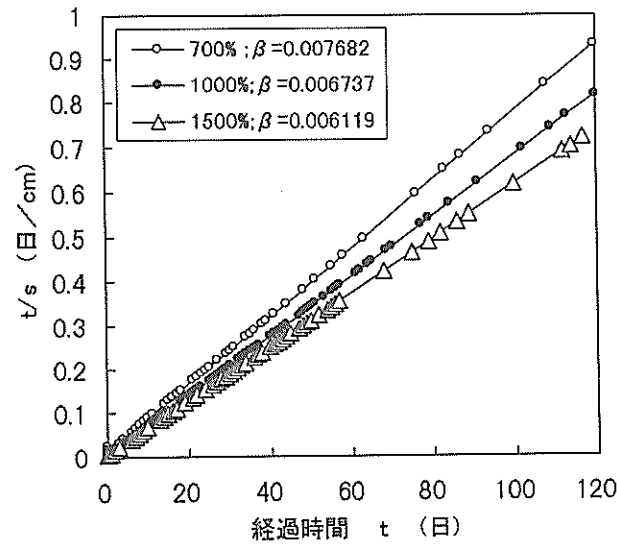


図-9 時間-沈下関係の双曲線法による近似

3.3 セン断強度の経時的な増加

圧密過程の各段階において、沈降・自重圧密した堆積試料のせん断強度をベーンせん断試験により測定した。

また、ベーンせん断試験後に含水比の深度方向の分布も測定した。ベーンせん断試験を実施したのは、実験開始から10日後、一次圧密終了時 (EOP)、一次圧密終了30日後、一次圧密終了90日後であり、それぞれの実験開始からの日数を  $t_{10}$ ,  $t_{EOP}$ ,  $t_{30}$ ,  $t_{90}$  として表-5に示した。なお、一次圧密の終了は図-8に示す沈降曲線上において第2段階と第3段階の境界をなす湾曲点から決定した。ベーンせん断試験は、幅2cm、高さ4cmのベーンを用いて10cm間隔で行ったが、ベーン回転速度は6度/分とした。

表-5に示すように、初期含水比が大きいほど自重圧密過程の層厚が小さいため一次圧密は早く終了している。一次圧密終了時の沈下量をもとに、 $t_{10}$  (10日経過時) の圧密度を計算すると、試験1、試験2、試験3においてそれぞれ88%、95%、95%であった。

図-10(a)~(d)は、初期含水比が1000%の沈降堆積試料の  $t_{10}$ ,  $t_{EOP}$ ,  $t_{30}$ ,  $t_{90}$  の各ベーン試験時におけるせん断力と回転角の関係である。深度が大きいほど有効土被り圧が大きくなるため、せん断強度が大きくなるが、図-10(a), (b), (c), (d)を比較すると、圧密時間の経過とともにせん断強度が顕著に大きくなっていることがわかる。さらに、せん断曲線におけるピーク値の現れ方をみると、図-10(a)の10日後におけるせん断抵抗は通常の練り返し試料と同様に明瞭なピークを示していない。これに対し、図-10(d)に示すせん断曲線はピーク値とその後の残留状態を表しており、不攪乱粘土試料の特性と類似している。

図-11は各時間の含水比分布の変化であるが、10日経過の時点  $t_{10}$  から一次圧密終了とみられる  $t_{EOP}$  までの間に含水比の減少がみられるものの、一次圧密終了後はほとんど実質的な含水比の変化がみられない。以上のことから、一次圧密終了後の強度発現特性は長期間の圧密に粘土試料中にセメンテーション構造が形成されたためと考えられる。

表-5 最終沈下量と各経過時間における推定圧密度

実験 No. (初期含水比)		$t_{10}$ (10日後)	$t_{EOP}$ (EOP)	$t_{30}$ (EOP60日後)	$t_{90}$ (EOP90日後)	推定最終沈下量 $S_f$
試験1 (700%)	経過時間(日)	10	53	83	125	—
	沈下量(cm)	111.2	126.3	127.6	128.6	130.2
試験2 (1000%)	経過時間(日)	10	35	65	125	—
	沈下量(cm)	137.3	144.4	145.8	147.1	148.4
試験3 (1500%)	経過時間(日)	10	26	56	116	—
	沈下量(cm)	151.2	157.1	160.5	162.0	163.4

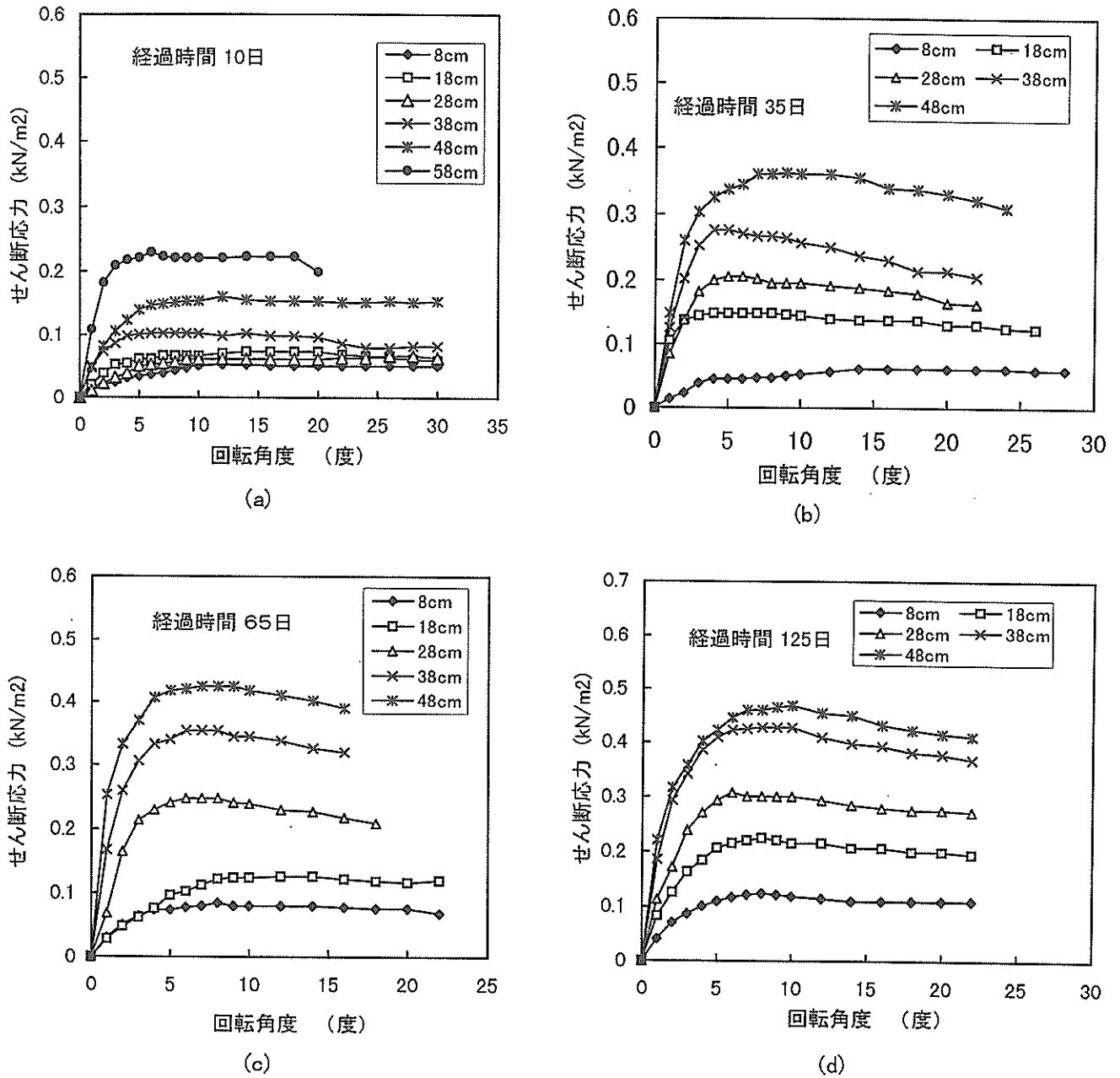


図-10 せん断強度と回転角の関係

次に、沈降・自重圧密の実験結果を解析することにより、せん断強度、圧密圧力、圧密時間の三者の関係を検討する。圧密圧力となる有効土被り圧は一般に水中の単位体積重量  $\gamma'$  により求める。

$$p_o(z) = \sum \gamma'_i \Delta z_i \quad (3)$$

また、水中の単位体積重量  $\gamma'$  は図-11に示した含水比  $w$  の結果から次式により求められる。

$$\gamma' = \frac{G_s}{1 + G_s w/100} \gamma_w \quad (4)$$

式(3)による有効土被り圧  $p_o$  は自重圧密層の中に過剰間隙水圧が存在しないことを前提としており、一次圧密が終了していない場合には算出された土被り圧  $p_o$  は有効圧密圧力ではない。  $t_{50}$  における試験結果には、想定される圧密度88%~95%をもとに、(3)式から求められる有効土被り圧より残留間隙水圧の分を差し引いて補正した。

各深度のペーンせん断強度  $\tau$  と有効土被り圧  $p_o$  の関係を図-12に示す。せん断強度は有効土被り圧の大きさとほぼ直線的に増加しており、また、同一の有効土被り圧のもとで圧密時間とともに強度が大きくなる傾向が明らかに認められる。図-11に示したように、一次圧密終了時間の  $t_{50}$  以降は含水比の変化がほとんどないが、

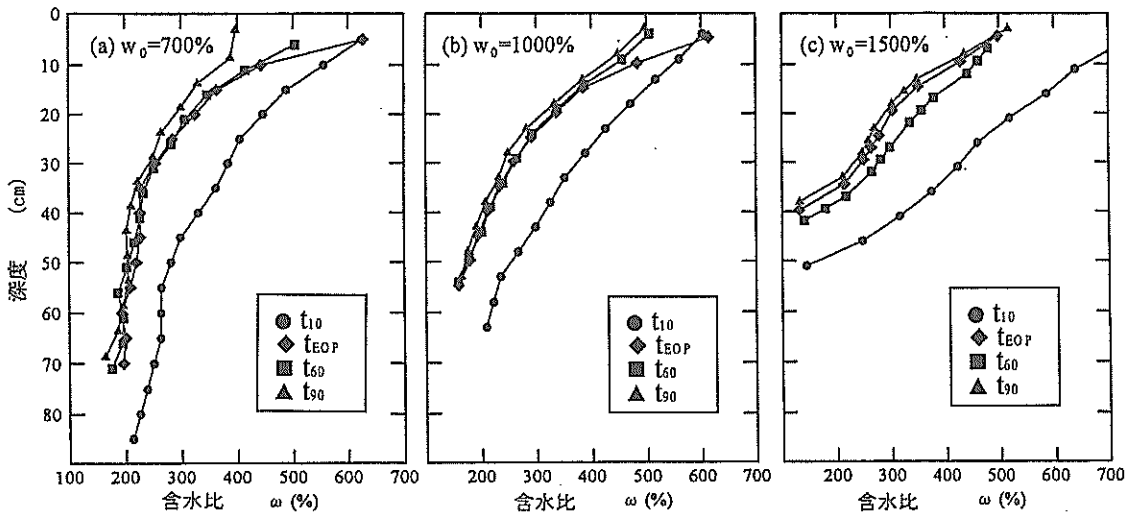


図-11 圧密中の含水比分布の変化

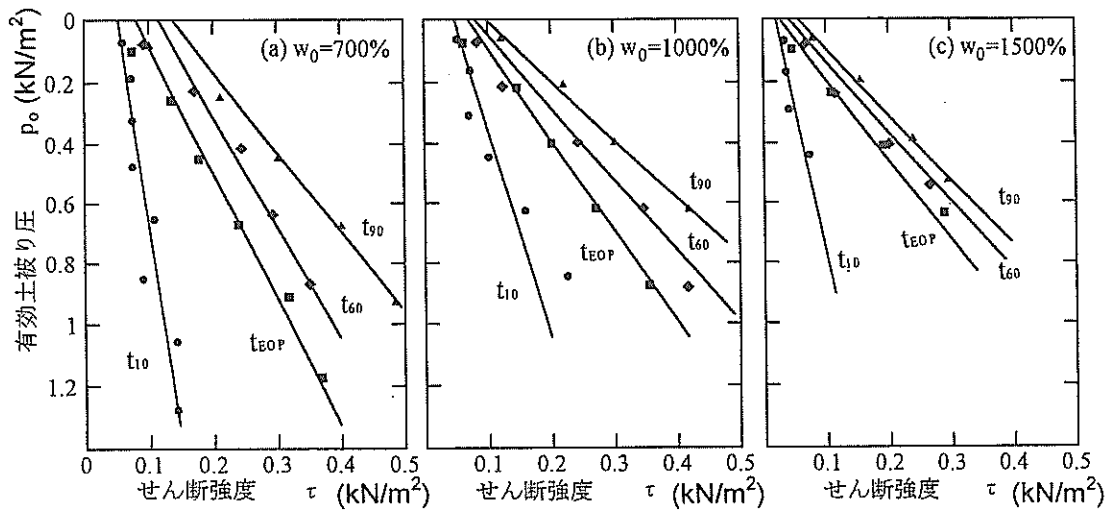


図-12 セン断強度と土被り圧の関係

せん断強度は大きく増加している。

$\tau \sim p_0$ 関係を図-12に示す直線と仮定し、 $p_0=0.1, 0.2, \dots, 1.0 \text{ kN/m}^2$ の有効土被り圧の下での各時刻のせん断強度を求め、図-13にプロットした。図のように、せん断強度は時間の対数に対してほぼ直線的に増加する一方、その増加の勾配は有効土被り圧 $p_0$ の大きさによって異なっている。すなわち、有効土被り圧が大きければ大きいほど経過時間によるせん断強度の増加は大きくなっている。この関係を図-14に示すが、時間の対数に対する強度増加率 ( $\Delta \tau / \Delta \log t$ ) を有効土被り圧 $p_0$ で除して正規化すると図-15となった。図-15の結果をみると、 $(\Delta \tau / p_0) / \Delta \log t$  と  $p_0$ の間には両対数上で直線関係

があり、次式によって近似できる。

$$\frac{\Delta(\tau/p_0)}{\Delta \log_{10} t} = \frac{k}{\sqrt{p_0}} \quad (5)$$

ここに $k$ はセメンテーションによる強度増加係数であり、強度の単位を $\text{kN/m}^2$ とすると $k=0.3 \text{ kN}^{0.5}/\text{m}$ 、強度の単位として $\text{kgf/cm}^2$ を用いる場合は $k=0.03 \text{ kgf}^{0.5}/\text{cm}$ である。(5)式は以下のようにも表すことができる。

$$\Delta \tau / \Delta \log_{10} t = k \sqrt{p_0} \quad (6)$$

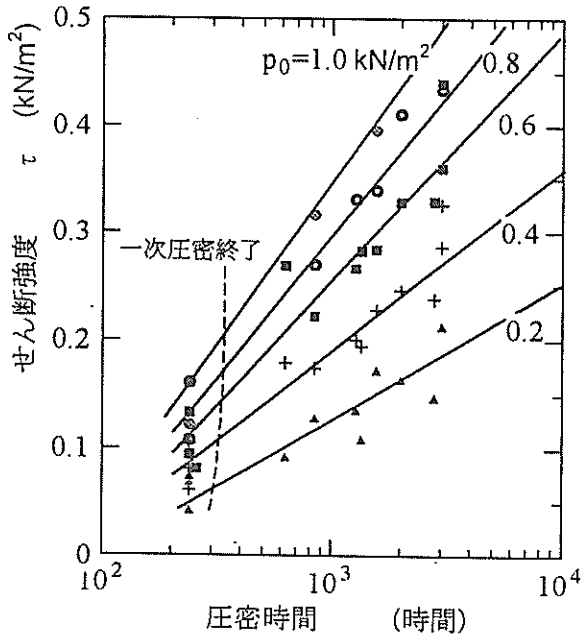


図-13 各有効土被り圧における強度と時間の関係

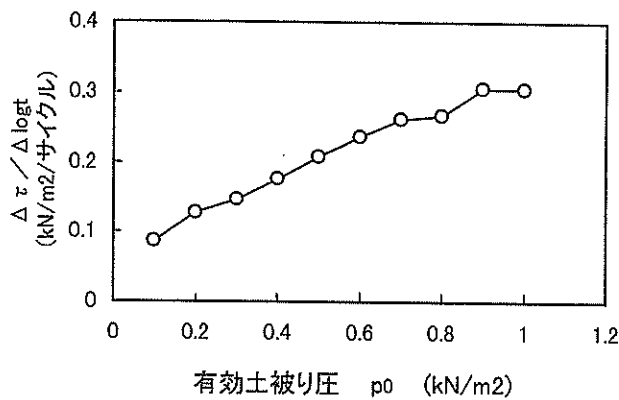


図-14 有効土被り圧と強度増加割合の関係

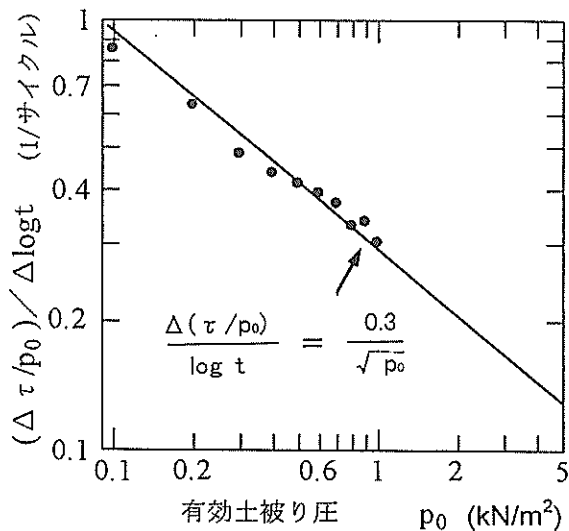


図-15 有効土被り圧で正規化した強度の増加割合と有効土被り圧の関係

(5)式、(6)式は、粘性土の強度が時間とともに形成されるセメンテーション構造によって増加する過程が非常に簡単な式で表しうることを示している。式(6)が示すように、土被り圧が大きくなるとともにセメンテーションによる強度の増加量も絶対値としては大きくなる。しかしながら、式(5)よりわかるように圧密圧力で正規化した強度に関しては $p_0$ が大きいほど増加は小さくなる。すなわち、セメンテーションにより発現する強度は低応力下ほど相対的に大きく、応力が大きくなるとその割合は小さい。

以上の結果は表層付近の底泥層で有効土被り圧 $1\text{kN/m}^2$ 以下における実験結果に基づいたものである。通常地盤工学の実務において問題となる応力レベルはもっと大きいので、同様の関係がこのような応力レベルにおいても成り立つかどうかは重要な問題である。次章では通常の応力レベルにおけるセメンテーションによる強度発現特性を検討する。

#### 4. 通常の応力レベルにおけるセメンテーションによる強度発現特性

##### 4.1 既往の実験データによる検討

三田地ら<sup>13)</sup>は、早来粘土と大願粘土を用い、三軸試験によって長期間の圧密によるせん断強度の増加特性を調べている。三田地らの結果によると、長期圧密過程における二つの粘土の土被り圧で正規化した強度の増加 $\Delta(\tau/p_0)$ は、常用対数の1スパンの時間経過において、早来粘土、大願粘土それぞれ0.13、0.05と報告されている。

圧密後の時間経過によるせん断強度の増加 $\Delta\tau$ は、二次圧密によって間隙比(含水比)が低下することによる増加と、間隙比の変化に無関係なセメンテーションによる増加の和となる。地盤の表層で上載荷重が $1\text{kN/m}^2$ 以下である場合は前者が無視できるほど小さかった。しかし、三田地らの実験のように有効圧密圧力が大きい場合は、二次圧密による強度増加とセメンテーションによる強度増加を分けて評価する必要がある。ここでは二次圧密で間隙比が減少することによる強度増加を次のように考えた。

図-16に示すように二次圧密によって同一の鉛直有効応力 $p_0$ のもとでA点からB点に間隙比が減少した場合、セメンテーションがない場合のB点における強度が同じ間隙比を有する正規圧密線上の点Cと同じとすると、このときの強度増加は次式で与えられる。

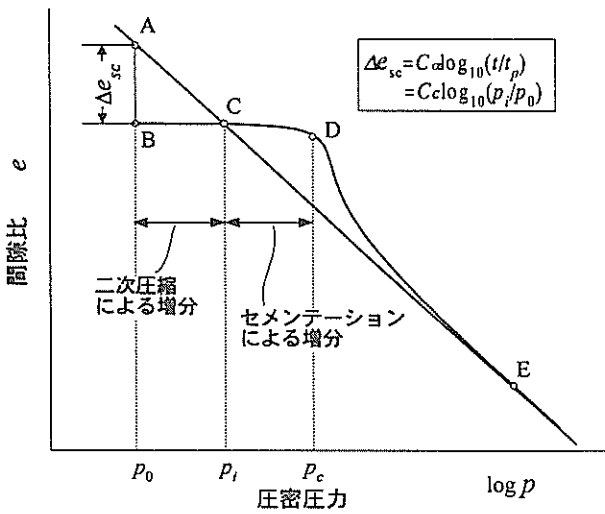


図-16 二次圧密による強度増加の考え方

$$\frac{\Delta(\tau/p_0)}{\Delta(\log_{10} t)} = (10^{C_c/C_c} - 1) \cdot \left(\frac{\tau}{p_0}\right) \quad (7)$$

上式によって二次圧密によって間隙比が低下したことによる強度増加を計算し、これを差し引いた強度増加を求めて表-6に示した。この結果、早来粘土ではセメンテーションによる強度増加 $\Delta(\tau/p_0)/\Delta(\log t)$ が0.018程度と推定され、大願粘土についてはほとんど認められなかった。

上らは、岡山粘土に対し二次圧密時間を変えた三軸試験を行っている<sup>12)</sup>。上らの実験データを解析すると、鉛直の圧密応力が200kN/m<sup>2</sup>の場合、二次圧密による体積ひずみ発生の影響を取り除いて得られるセメンテーションの強度増加 $\Delta(\tau/p_0)/\Delta(\log t)$ は、0.013となっている。

Mesriは圧密応力が100~800kN/m<sup>2</sup>の応力範囲におけるセメンテーション (Mesriはシキソトロピーと呼んでいるが、本論文のセメンテーションとほぼ同じ意味と考えられる) による圧密降伏圧力の増加量を次式で示している<sup>14)</sup>。

$$\frac{\Delta p/p_0}{\Delta(\log_{10} t)} = 10^{0.02} - 1 \quad (8)$$

せん断強度の増加率 $\tau/p_0$ を0.3として、上式の圧密降伏応力の増加による強度増加 $\Delta(\tau/p_0)/\Delta(\log t)$ を計算すると約0.014である。

三田地ら、上らの実験データに対する解析結果と、Mesriが示した値を、自重圧密試験より得られたデータと併せてプロットすると図-17のようになる。図-17をみると、式(6)の関係の延長上に三田地、上ら、Mesriのデータが位置しているが、1~100 kN/m<sup>2</sup>の応力レベルにおけるデータが乏しい。この間のデータを得るため、低応力下での時間~強度増加関係を求める実験を行った。

#### 4.2 低応力下での時間-強度増加特性

低応力での圧密試験は横浜港本牧粘土(液性限界100%)を用いて実施した。まず粘土試料を初期含水比200%に調整し、通常のおエドメーター容器にて2kN/m<sup>2</sup>の圧密圧力で予圧密したのち、高さ2cmに成形し、それぞれ2, 5, 10kN/m<sup>2</sup>の圧密応力で圧密させた。図-18は10日間の時間~沈下曲線である。キャサグランデ法により一次圧密の終了時間 $t_p$ を求めると、圧密応力2, 5, 10kN/m<sup>2</sup>に対してそれぞれ $t_p=200, 95, 68$ 分であり、圧密荷重の大きいほど圧密は早く進行した。

圧密開始後4時間、12時間、1, 2, 4, 10日の各時刻において圧密した試料のせん断強度を調べた。いずれの圧密荷重においても粘土試料は軟弱で供試体寸法が限られているので、せん断強度の測定はフォールコーン試験によって行った。フォールコーンは先端角度60度、重さ $W$ が0.967Nのものを用いた。コーンを自由落下させてから5秒後のコーン先端の沈下深度を $d$ (cm)を計測し、粘土試料のせん断強度 $c_u$ を次式により求めた。

$$c_u = 0.3 \frac{W}{d^2} \quad (9)$$

図-19はフォールコーン試験から求めたせん断強度と圧密時間の関係である。データにややばらつきが見られるが、図-13と同様に、圧密時間とともに強度が増加しその増加量は圧密応力 $p_0$ が大きいほど大きくなっている。図-19に示す強度増加には、セメンテーションと二次圧密との両方の効果が含まれているので、セメンテーシ

表-6 三田地らのデータに対する補正

	$p_0$ (kpa)	一次圧密終了時の $\tau/p_0$	補正前の強度増加	$C_c$	$C_c$	二次圧密による強度増加(式(7))	セメンテーションによる強度増加
早来粘土	600	0.335	0.044	0.31	0.010	0.026	0.018
大願粘土	545	0.315	0.016	0.53	0.012	0.016	0

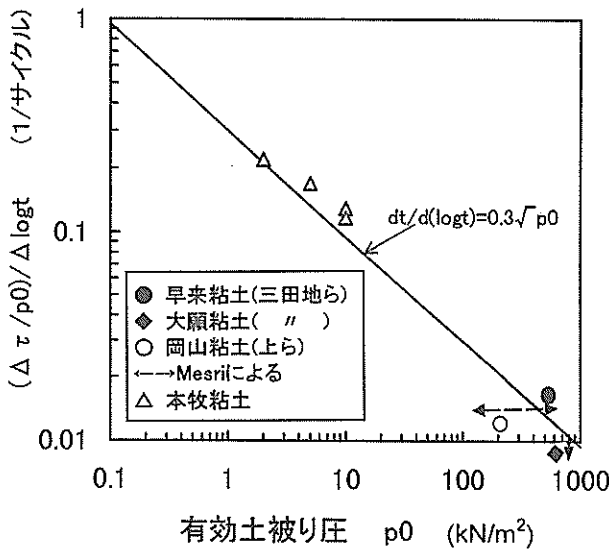


図-17 せん断強度増加率と有効応力の関係

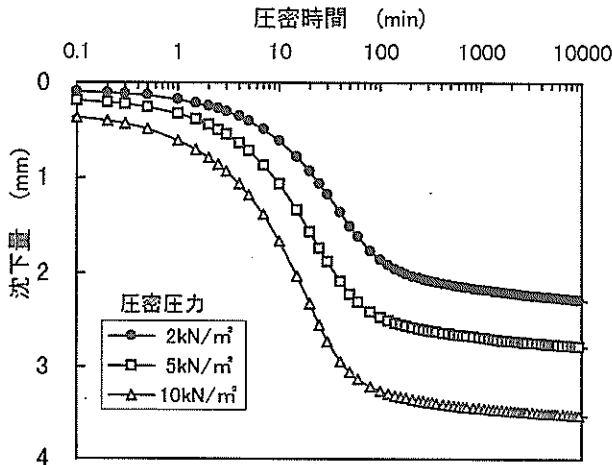


図-18 低有効応力試験における時間沈下曲線

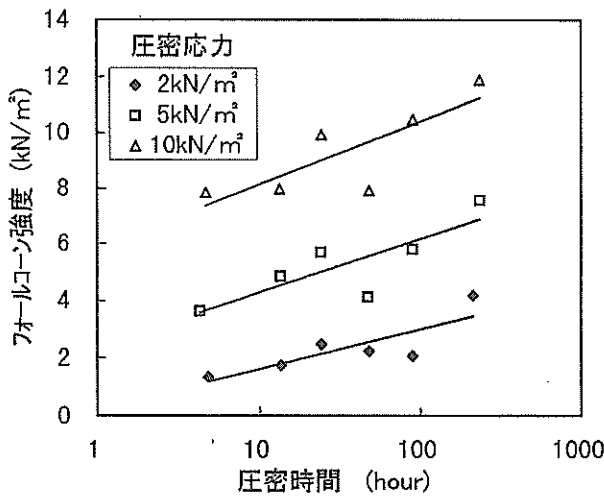


図-19 フォールコンによるせん断強度の経時変化

ン効果だけを見るため、前項と同様の補正を行った。

図-20はフォールコン試験によるせん断強度と圧密後の含水比の関係であるが、圧密応力 $p_0$ の大きさに関わらず含水比と強度には次式の関係が認められた。

$$w = 144.4 - 32.9 \log p_0 \quad (10)$$

上式の関係を用い、フォールコン強度に対する含水比補正を施した。各圧密応力のグループごとに含水比の平均値を取り、圧密した粘土試料の含水比がその平均値になった場合の強度を推定した。このような補正をした後のフォールコン強度と圧密時間の関係を図-21に示すが、二次圧密(含水比低下)による強度増加分を除去したことにより、強度増加の勾配が図-19より小さくなっている。図-21の強度増加をセメンテーションのみによる強度増加と考えてその時間に対する増加割合 $\Delta(\tau/p_0)/\Delta \log t$ を求めると、圧密圧力2, 5, 10kN/m<sup>2</sup>に対して、それぞれ0.22, 0.17, 0.13となった。

次に、直径30cmの大型圧密装置を利用して、長期圧密過程におけるせん断強度の変化をベーン試験により測定した。粘土試料は同じく本牧粘土であり、初期含水比は約170%、圧密容器内に投入した試料の初期高さは約15cmである。

図-22は圧密応力約8kN/m<sup>2</sup>を載荷して圧密させたときの時間-沈下曲線である。図のように約1000分かかって一次圧密が終了しているが、図中の矢印で示す時間においてベーンせん断試験(ベーンの寸法は幅2cm、高さ4cm、回転速度6度/分)を行ってせん断強度を測定した。図-23は各時間における強度と回転角の関係であるが、圧密時間が長くなるとともにせん断強度が大きく増加していることがわかる。

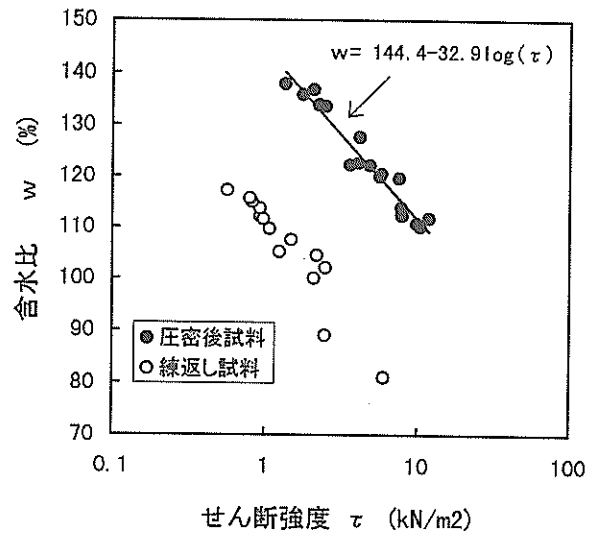


図-20 せん断強度と圧密後の含水比の関係



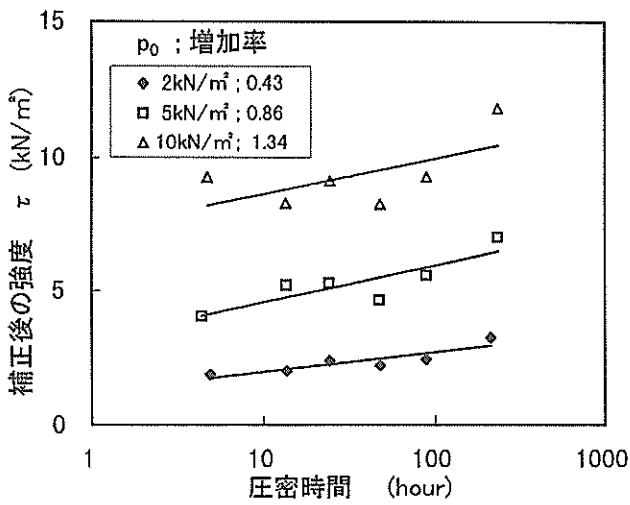


図-21 フォールコンによるせん断強度と圧密時間の関係  
(二次圧密効果の補正後)

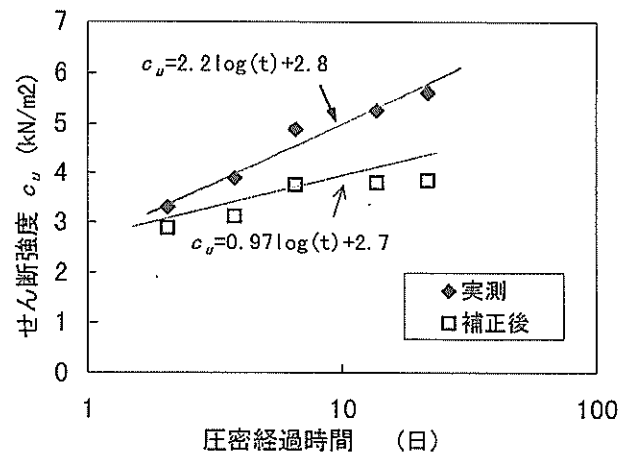


図-24 せん断強度と圧密時間の関係  
(二次圧密効果の補正後)

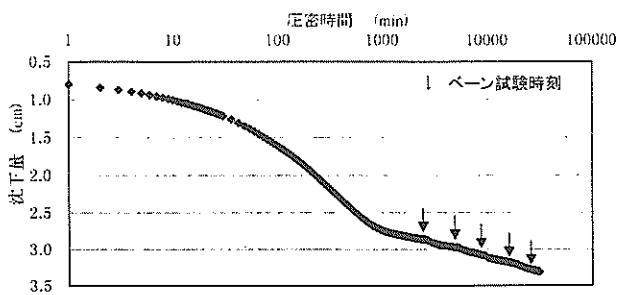


図-22 時間～圧密沈下曲線

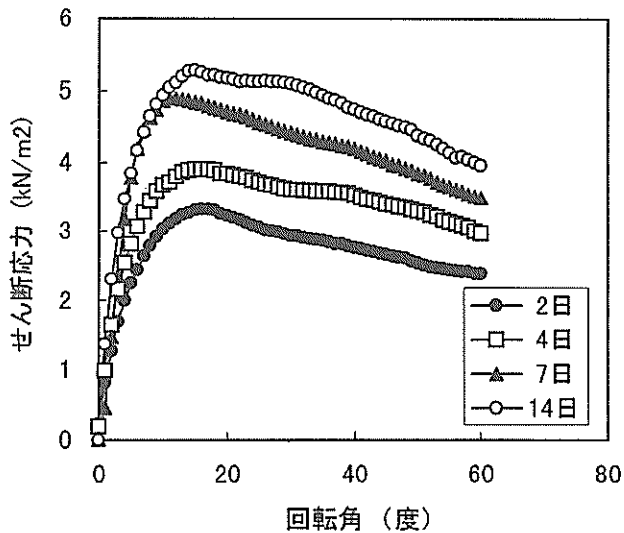


図-23 せん断強度と回転角の関係

図-24はベーンせん断強度と圧密の経過日数の関係である。時間による強度増加にはセメンテーションによるものと二次圧密による含水比低下によるものがあるため、これまでと同様の方法で後者の影響を除去しセメンテーションのみによる強度増加を求め、図中に示した。図のように強度増加は二次圧密によるものの方が大きく、セメンテーションのみによる強度増加速度 $\Delta(\tau/p_0)/\Delta \log t$ を求めると0.12であった。ここで得られた実験データは図-17において本牧粘土として示されている。図のように追加すると、式(5)で与えられる曲線より若干上方に位置するがおおむね他の実験データと同様の傾向を示しているといえる。

以上のように、式(5)および式(6)は有効上載圧が非常に小さい海底地盤表層部における強度発現特性より求めた実験式であるが、図-17に示すように有効上載圧が $800\text{kN/m}^2$ 程度まで大きくなっても、セメンテーションによる強度発現を示す式として有効であると考えられる。式(6)は、 $\Delta(\log_{10} t)$ に対する強度の増分 $\Delta\tau$ が有効圧密圧力 $p_0$ の平方根に比例することを示している。これに対して、一次圧密による粘土のせん断強度は $p_0$ に比例するので、有効上載圧が小さいほどセメンテーションにより経時的に発現する強度が全強度に占める割合は大きく、有効上載圧が大きくなるとともにセメンテーションによる強度増加は相対的に小さいのである。

### 5. 高温再圧密における年代効果の促進実験

土田らは、粘性土の年代効果が高温のもとで促進され、粘土スラリーを高温で再圧密することにより、ある程度

の年代効果が再現できることを実験的に明らかにしている<sup>11, 13)</sup>。ここでは、超低有効応力条件において高温再圧密の技法を適用し、海底地盤表層の強度発現特性が再現できる可能性について検討した。

5.1 粘土試料

実験に用いた粘土試料は大阪湾粘土と東京湾粘土である。採取した試料は0.42mmのフルイを通して、自然粘土に含まれる粗粒分等を除去した。粘土試料の物理特性および粒径加積曲線を表-7と図-25に示す。なお、塩分含有濃度が圧密過程の進行速度に影響を及ぼす可能性があるため、間隙水中の塩分濃度が2.5~3.5%になるように塩分濃度の調整を行っている。

表-7 大阪湾粘土と東京湾粘土の物理的性質

	含水比 w <sub>s</sub> (%)	液性限界 w <sub>L</sub> (%)	塑性限界 w <sub>p</sub> (%)	塑性指数 I <sub>p</sub>	土粒子 比重 G <sub>s</sub>
大阪湾	172	79	30	49	2.73
東京湾	108	63	27	36	2.74

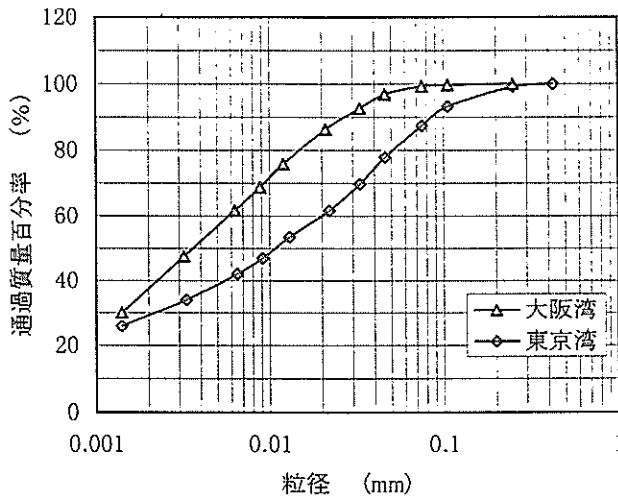


図-25 試料の粒径加積曲線

5.2 自重圧密試験における高温の影響<sup>15), 16)</sup>

初期含水比を液性限界の5倍に相当する400%に調整して十分練り返した大阪湾粘土を、常温(25℃)と高温(70℃, 75℃, 85℃)の条件でそれぞれ自重圧密させ、圧密時の温度が沈下特性と圧密後の強度に及ぼす影響を調べた。

図-26に実験装置を示すが、容器の内径は8cmであり、

試料の初期高さは36cmとした。圧密容器は水槽に入っており、水槽内の水は循環ポンプ付きのヒーターにより一定の水温に保たれている。圧密時の排水条件は両面排水である。本実験では、常温において試料を36cmの試料高さになるように容器に入れて直ちに自重圧密を開始させたが、高温条件の場合はこのときにヒーターを起動させた。図-27には実験中の試料内の温度変化を測定したものである。図のように、自重圧密開始から試料内の温度が徐々に上昇し2時間後にほぼ水槽内の水温と一致して安定している。

図-28は各温度における時間沈下曲線である。図のように、自重圧密開始後数時間の温度上昇過程では試料の膨張がみられ高温条件下では圧密沈下の開始が常温条件よりも遅れている。しかし、いったん沈下が始まると、温度が高いほど急速に沈下し一次圧密の終了も早い。図-28の沈下曲線から平均の圧密係数を計算すると、常温、70℃、85℃でそれぞれ65cm<sup>2</sup>/日、154cm<sup>2</sup>/日、196cm<sup>2</sup>/日であった。このように、85℃の高温下では圧密係数がほぼ3倍になっており、この原因は主として水の粘性抵抗が低下することによって透水性が増大したことによると考えられる。

次に圧密終了時の最終沈下量をみると、温度が高いほど最終沈下量は小さい値になっている。図-29は圧密後の含水比の分布であるが、高温条件下で圧密した場合は沈下が少ない分、含水比が高くなる。すなわち、高温条件下では同じ圧密圧力に対してより高い含水比で安定する。

図-30は自重圧密後の有効土被り圧と間隙比の関係が

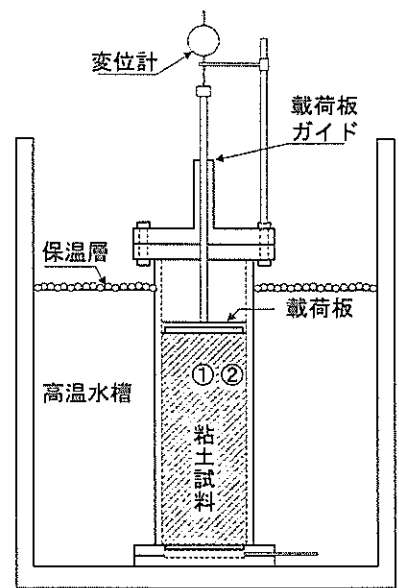


図-26 実験装置

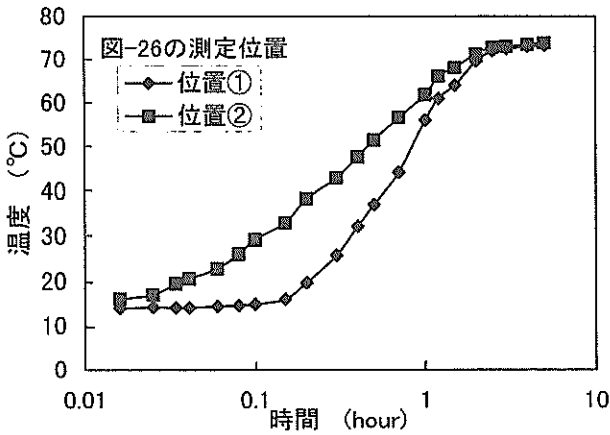


図-26の測定位置

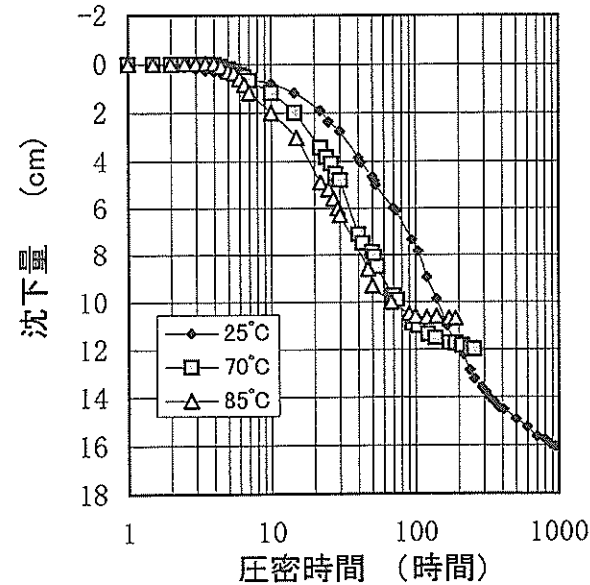


図-27 試料内の温度変化

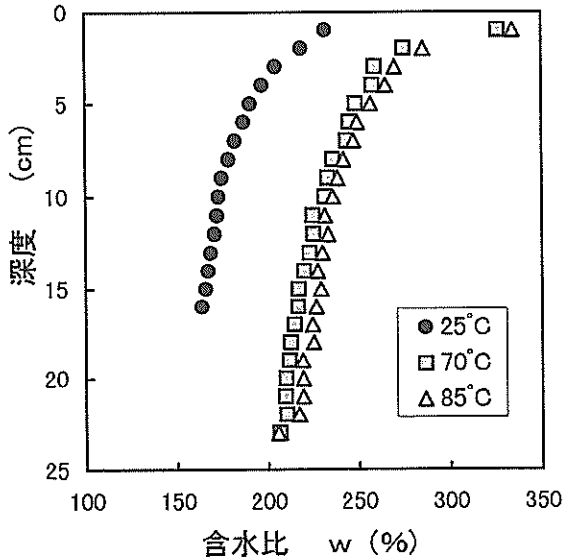


図-28 時間沈下曲線

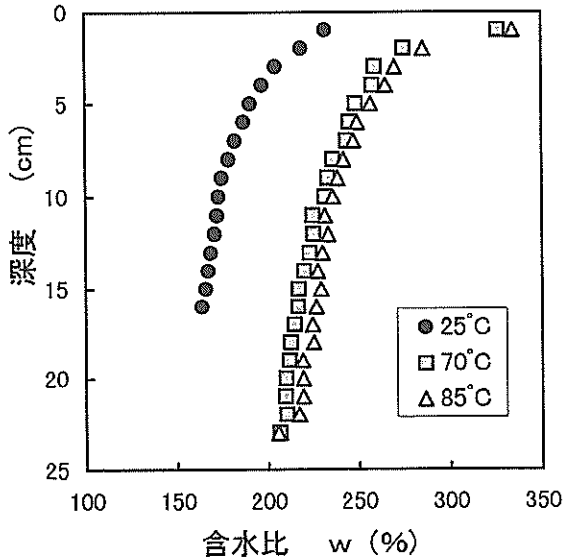


図-29 含水比の深度分布

ら求めた $e-\log p$ 関係である。図のように、高温条件下で圧密したときの間隙比は同一の圧密圧力に対して常温条件の場合に比べ全体に大きい。また、圧縮指数 $C_c$ は常温・高温条件ともに0.95であった。

圧密終了後すべての試料の水槽内の温度を室温に戻し、24時間経過後に幅3cm、高さ1cmの小型ベーンを用いて深さ3cmごとにベーンせん断強度を測定した。ここで、ベーンせん断試験の実施時刻として次の2とおりを設定した。

- ①自重圧密開始後の同一経過時刻
- ②それぞれの自重圧密試験において時間-沈下関係に3法を適用し圧密終了と判断された時刻

なお、圧密時の時間-沈下関係より $\log t$ 法で求めた一次圧密終了時間を $t_p$ とすると、各試料におけるベーンせん断試験の実施時刻は、①の場合には高温・常温試料それぞれ $13\sim 15t_p$ 、 $3\sim 4t_p$ であり、②の場合ではいずれも $3\sim 4t_p$ となる。したがって、経過時間が同じである①の場合には高温条件の場合ほど一次圧密終了時間が短く、二次圧密期間が長くなっている。これに対して、②の場合には、試料が受けた相対的な二次圧密履歴は同じであり、圧密時の温度が高いほど $t_p$ が小さいので自重圧密開始からせん断試験までの経過時間自体は短くなっている。

図-31(a), (b)に2つの時間において測定したベーンせん断強度の結果をそれぞれ示した。図-31(a)のように、圧密開始後の経過時間が同じ場合には高温条件で得られたせん断強度の方が常温条件よりも大きくなっている。しかし、圧密時間そのものではなく3法で圧密を打ち切

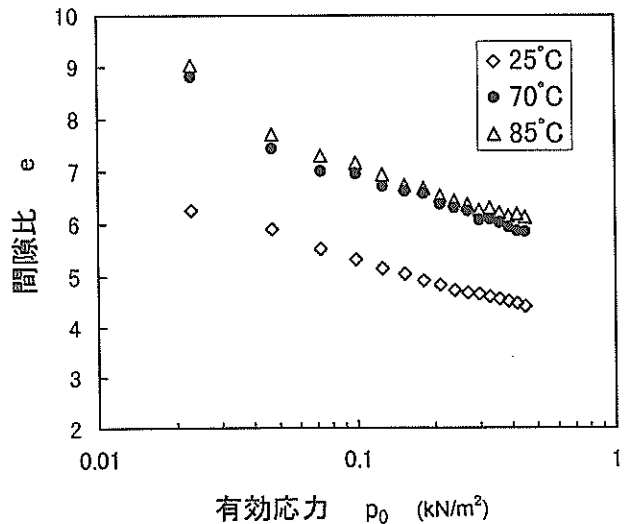


図-30 自重圧密試験から求めた $e-\log p$ 関係

ってせん断強度を求めた場合には、図-31 (b) のように、高温条件と常温条件のせん断強度はほとんど差が見られないか、あるいは、経過時間が長い常温条件の方が強度は大きくなっている。このように、高温条件下におけるせん断強度の増加は主として一次圧密終了後の二次圧密期間におけるセメンテーション効果によるものと推定される。

図-31 (a)、図-31 (b)において70°C、深度10cmでの強度について経過時間の長さの違いによる強度差を(6)式を用いて計算してみる。土被り圧  $p_0 = 2.2 \text{ kN/m}^2 \times 0.1 \text{ m} = 0.22 \text{ kN/m}^2$  であるので、

$$\begin{aligned} \Delta\tau / \Delta \log_{10} t &= 0.3\sqrt{p_0} = 0.14 \text{ kN/m}^2 \\ \Delta\tau &= 0.14 \times \log_{10} (13t_f / 4.0t_f) \\ &= 1.4 \times \log_{10} 3.5 = 0.072 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

となる。図をみるとこの間の強度増加はほぼ0.06 ~ 0.08  $\text{kN/m}^2$  であり、ほぼ(6)式の計算結果と対応している。

図-32は、ベーンせん断強度を含水比との関係で示したものである。図のように高温条件で自重圧密した試料では同一含水比の常温圧密試料の2倍強のせん断強度を示している。

### 5.3 長期間高温圧密による強度発現<sup>16), 17)</sup>

前項では堆積直後のもっとも高い含水状態として液性限界の5倍である400%を初期含水比とする自重圧密実験を行い、高温条件下では同一の経過時間においてより大きな強度増加がみられることを示した。ところで、実際の海域においてはこのような高含水比の底泥は波浪や流れが作用しているために安定できず、自重圧密は液性限界の1.5~2.0倍における含水状態から開始していると考えられる<sup>21)</sup>。そこで、次に粘土試料の初期含水比が液性限界の2倍となるように調整し、75°Cの高温条件の下で長期間の圧密を行うことにより、自然の海底地盤表層における強度発現特性を再現することを試みた。また、比較のために同じ条件で常温での圧密も行った。以下に実験条件とその結果を示す。

粘土試料の初期高さは一次圧密時間を短縮するため15 cmとした。圧密期間は5日間、14日間、30日、50日、100日である。また、地表面から50cmの深さに相当する土被り圧のもとでの強度発現を調べるため、図-33のように表層に1.5 $\text{kN/m}^2$ の荷重を載荷した圧密試験を行った。この場合は、初期条件を同一にして自重圧密状態で30時間継続したあとに、1.5 $\text{kN/m}^2$ の圧密荷重を粘土試料の上部に載せて圧密させた。以下には、上載荷重を加えた圧密試験のことを載荷圧密と呼ぶことにする。

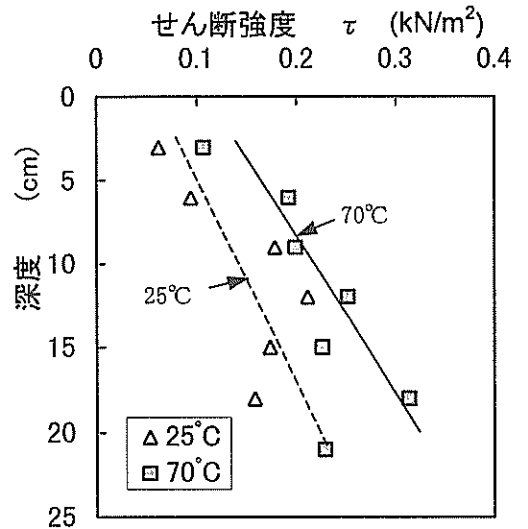


図-31 (a) 500時間後の強度

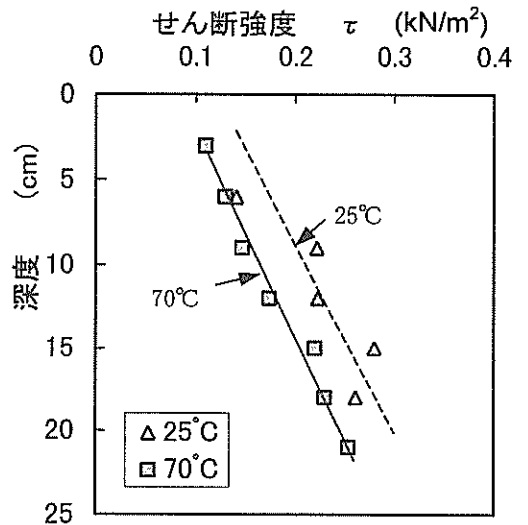


図-31 (b) 3t法による圧密打切時の強度

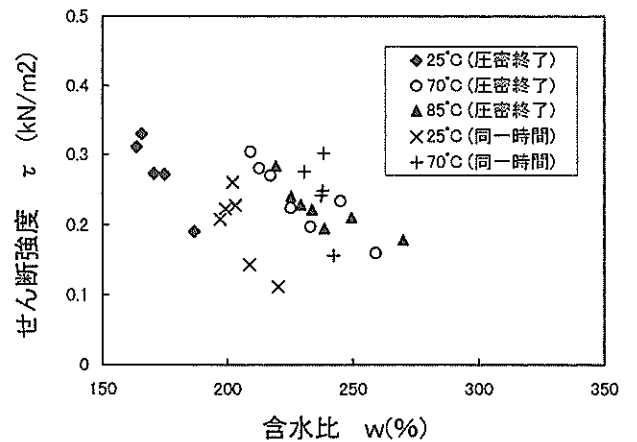


図-32 ベーンせん断強度と含水比の関係

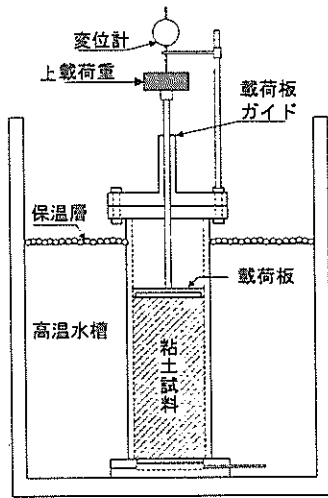


図-33 上載荷重 (15gf/cm<sup>2</sup>) を加えた圧密試験

図-34から図-35は、それぞれ大阪湾粘土の自重圧密試験と載荷圧密試験におけるせん断強度分布と含水比分布である。図-34のべンせん断強度の深度分布をみると、圧密期間が長いほどせん断強度は大きくなっており、また高温条件で圧密した試料のせん断強度は明らかに常温圧密のそれよりも大きいことが分かる。また、図-35からは、常に高温で圧密した試料の方が高い含水比で安定していることが確認できる。

図より、自重圧密と載荷圧密の結果を比べると次の相違点がある。図-34(a)の自重圧密の場合、表面から深くなるにつれせん断強度が増える傾向が認められ、深くなるほど有効土被り圧が大きくなるのでこれは自然な結果といえる。これに対して、図-34(b)に示す載荷圧密の結果をみると、深いところではせん断強度が逆に低下する傾向がある。また、図-35に示す含水比分布を比較すると、自重圧密の結果では深さ方向に沿って含水比が減少する傾向にあり、これまでの結果と一致するが、載荷圧密後の含水比分布は逆に表面に近い方が小さくなっている。

図-36は図-35の結果に基づいて求めた $e$ - $\log p$ 関係である。有効土被り圧はどちらも式(3)と式(4)により算定した。実験によるバラツキがやや大きい、自重圧密のケースでは圧密応力が大きければ間隙比が小さくなる傾向が現れている。一方、載荷圧密のケースでは圧密応力が大きいときに逆に間隙比が増えるという傾向があらわれた。

以上のように、載荷圧密実験では自重圧密試験と矛盾する結果が得られているが、間隙比の値は直接測った含水比に基づき計算されたものなので大きな誤差は考えられない。そこで、有効土被り圧の計算においてシリンダ

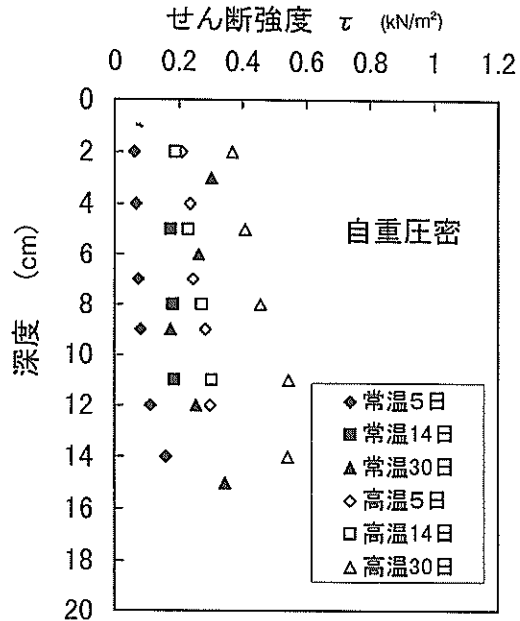


図-34(a) せん断強度の深度分布  
(大阪湾粘土, 自重圧密)

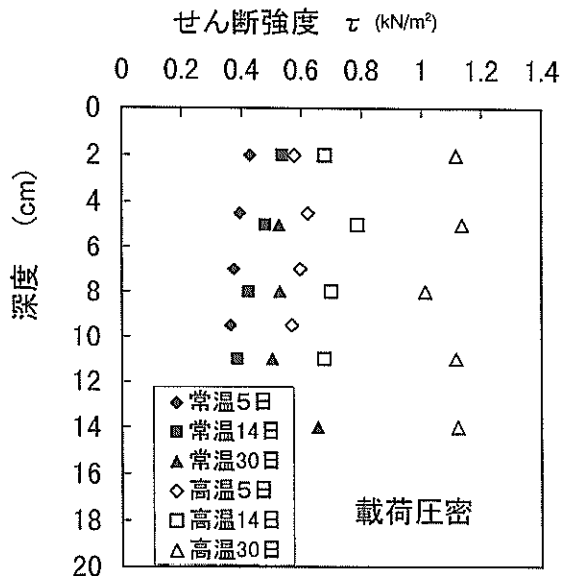


図-34(b) せん断強度の深度分布  
(大阪湾粘土, 載荷圧密)

一周面に働く摩擦力について検討した。自重圧密に関しては摩擦力を考慮しなかったが、載荷圧密実験の場合には表面に加えられた載荷重が摩擦によって下部まで十分に伝わっていない可能性がある。ここでは、図-36において破線で示した $e$ - $\log p$ 関係が成り立つと仮定して周面摩擦に関する補正を行った。この方法によって算定した結果、載荷圧密試験における周面の摩擦応力は0.13~0.17kN/m<sup>2</sup>であり、この数値を用いて有効圧密圧力を補正すると、載荷試験の試料底部における実質の圧密応力は補正前の半分程度となっていることが分かった。

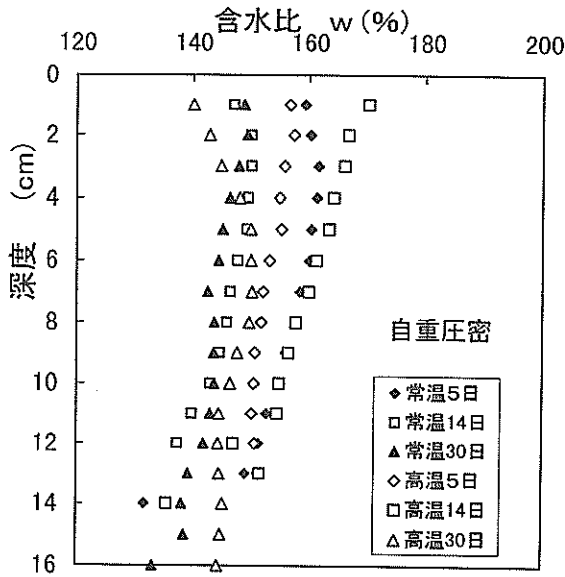


図-35(a) 含水比分布の比較 (大阪湾粘土, 自重圧密)

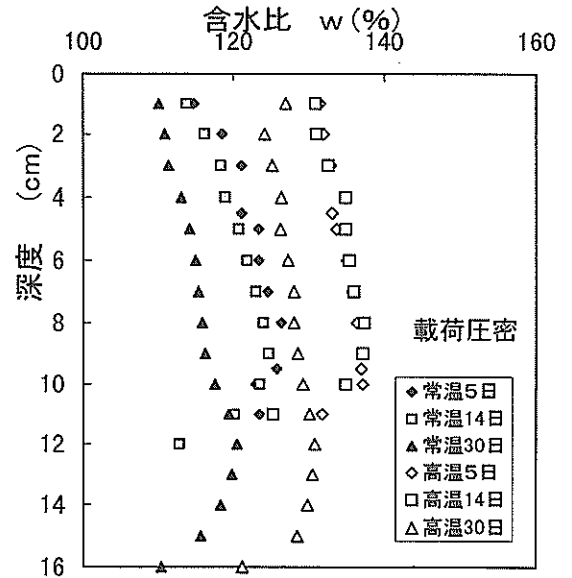


図-35(b) 含水比分布の比較 (大阪湾粘土, 載荷圧密)

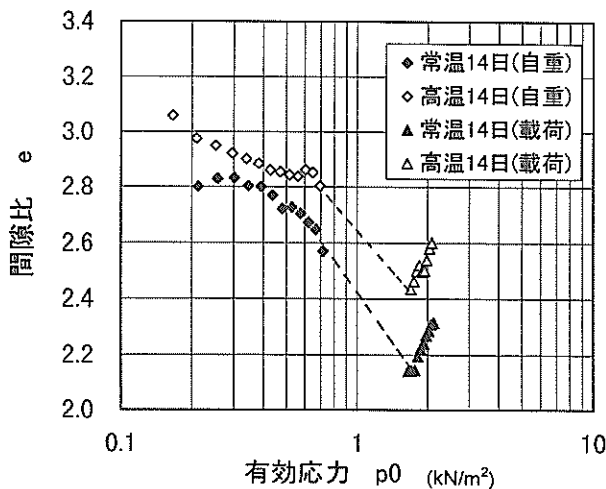


図-36 e - log p 関係

図-37, 図-38に東京湾粘土の自重・載荷圧密実験の一連の結果を示した。図のように、東京湾粘土に対する自重・載荷圧密実験からも大阪湾粘土と同様な結果が得られている。東京湾粘土に対しては、さらに最長100日間の長期間の高温自重圧密実験を実施した。図-39と図-40は長期圧密実験における常温・高温自重圧密のせん断強度と含水比分布である。これまでの実験結果と同様、圧密期間が14日、100日のいずれのケースにおいても、高温状態で自重圧密した試料はせん断強度が大きくて、高い含水比状態で安定している。また、図-39をみると、圧密期間を長くすることによるせん断強度の増加がはっきり認められる。

図-41は各ケースの回転角-せん断応力曲線である。

らのカーブにおけるピーク値の現れ方をみると、圧密期間が14日の粘土試料は練り返した直後の粘土と同じように、せん断抵抗値に明瞭なピークが現れない。しかし、圧密期間が100日間になると、せん断強度に明らかな増加が生じただけでなく、せん断曲線におけるピーク値も非常に明瞭な形で現れている。両者のせん断曲線の形状の違いから、長期間の圧密により粘土試料の構造が発達し、応力ひずみ関係がより脆性的になっていることが推測される。

図-42に高温条件下で5, 10, 14, 20, 50, 100日間自重圧密したあとに測定したせん断強度をまとめて示した。圧密期間が10日間と50日間の場合、せん断強度はやや過大な結果を示しているが、全体的に圧密期間が長くなるにしたがい、せん断強度が増加する傾向にあることが分かる。

#### 5.4 室内と原位置における強度発現の比較<sup>(15)・(17)・(18)</sup>

5.2節と5.3節では、実験室内において実施した常温・高温圧密実験および長期自重圧密実験の結果を示した。次に、五明らが調べた結果をもとに、室内と原位置の強度発現特性を比較する。

図-43は、自重圧密および載荷圧密後に測定した含水比を試料の液性限界で正規化した値  $w/w_L$  を、深度方向にプロットしたものである。高温条件下で圧密したものは含水比が高い状態にあり、実験ケースによってばらつきが見られるが、五明らが測定した原位置の含水比結果(図中)と比較すると、室内実験と原位置における含水比分布の傾向はほぼ一致している。全体に室内試験の含水比が高めであるが、これは初期含水比を  $2W_L$  としたことに

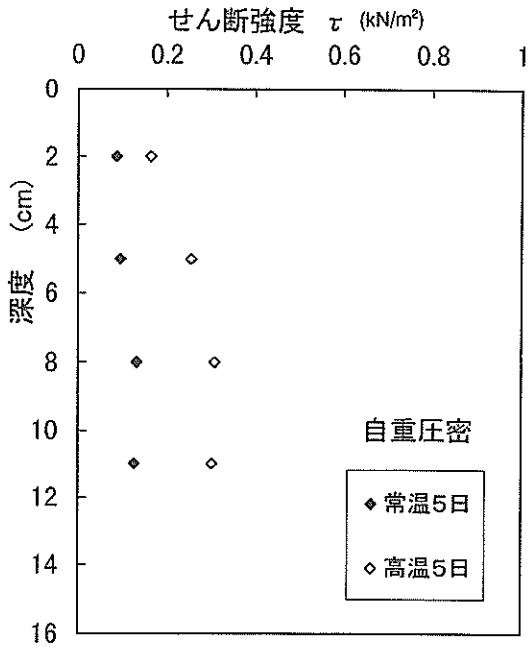


図-37(a) せん断強度の深度分布  
(東京湾粘土, 自重圧密)

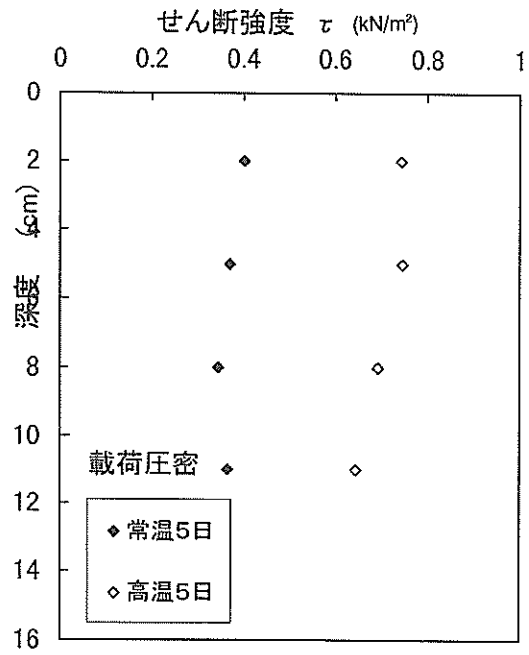


図-37(b) せん断強度の深度分布  
(東京湾粘土, 載荷圧密)

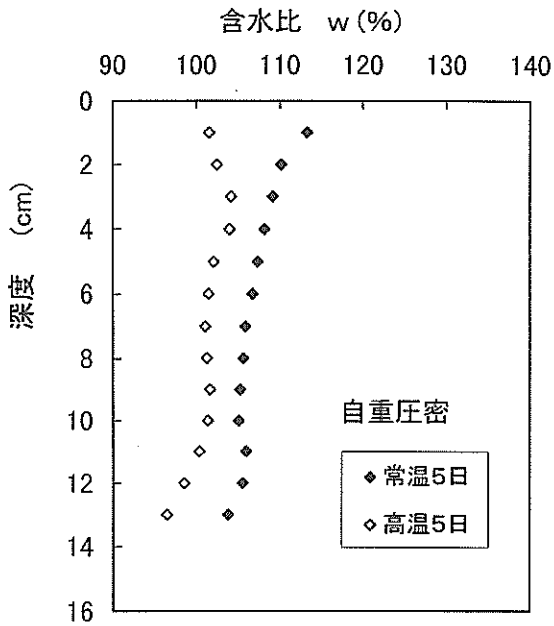


図-38(a) 含水比分布の比較(東京湾粘土, 自重圧密)

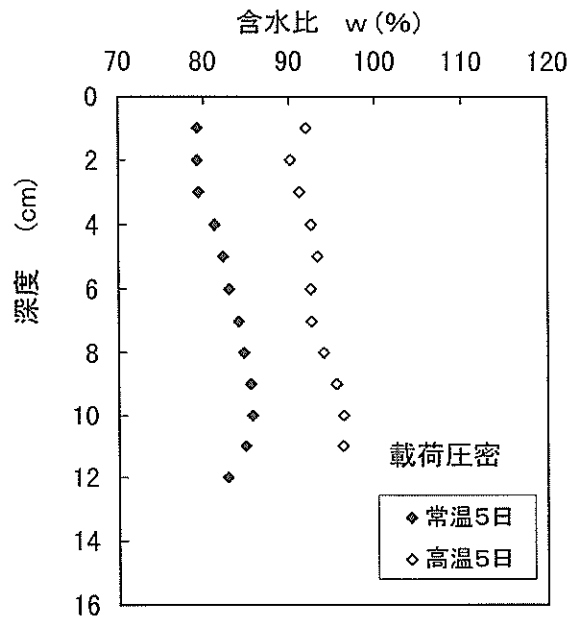


図-38(b) 含水比分布の比較(東京湾粘土, 載荷圧密)

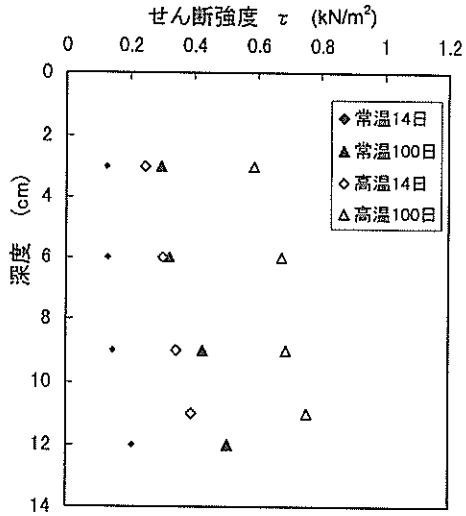


図-39 高温、常温自重圧密後のせん断強度の比較

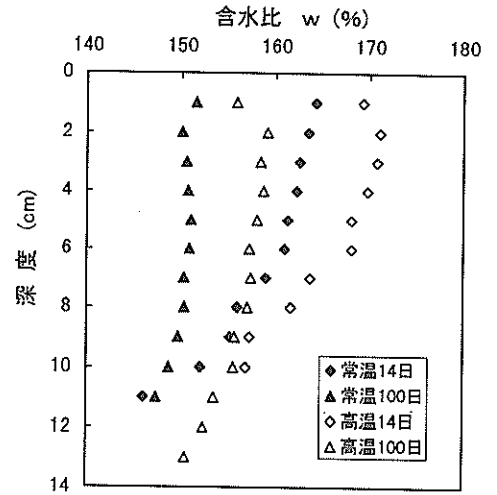


図-40 高温、常温自重圧密後の含水比の比較

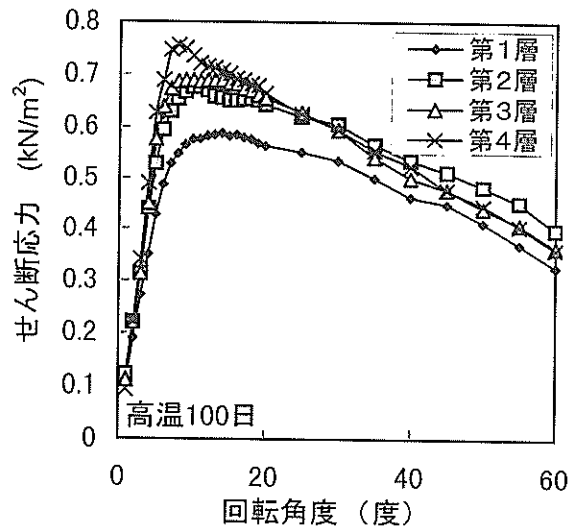
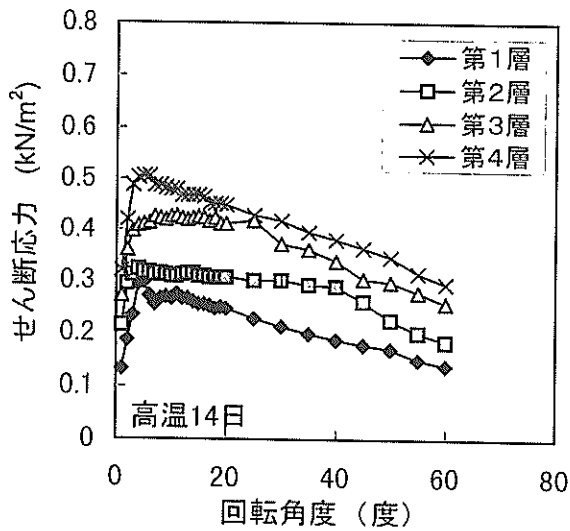
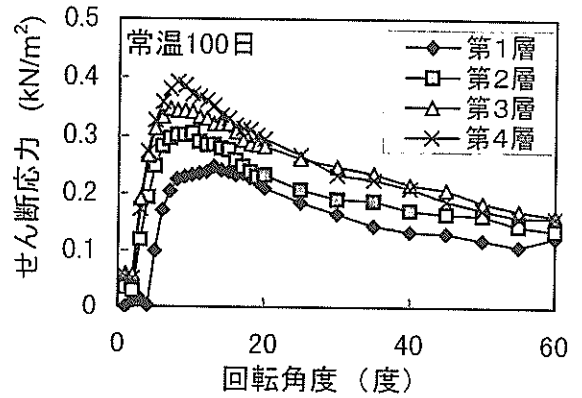
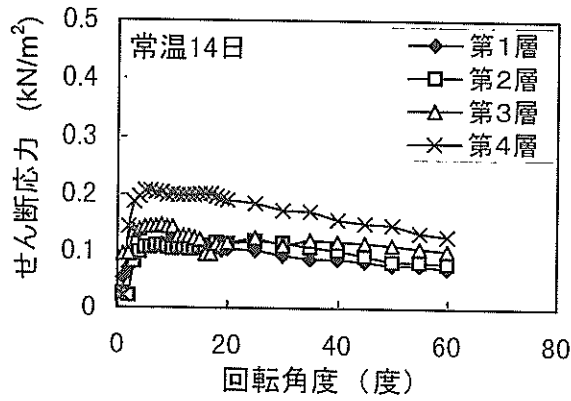


図-41 せん断強度と回転角の関係



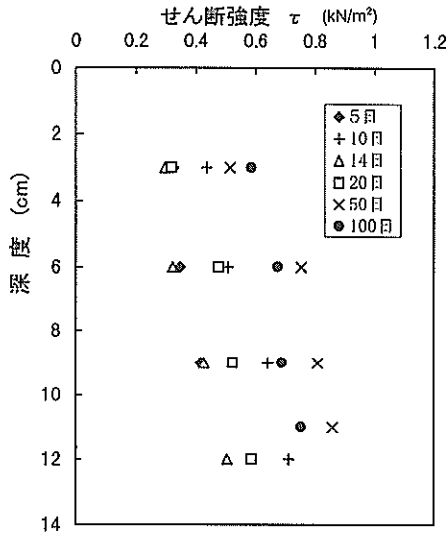


図-42 高温再圧密後のせん断強度の比較

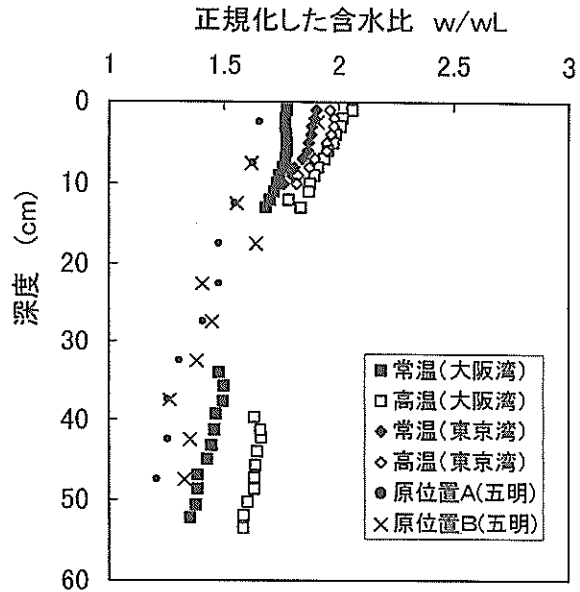


図-43 液性限界で正規化した含水比の分布

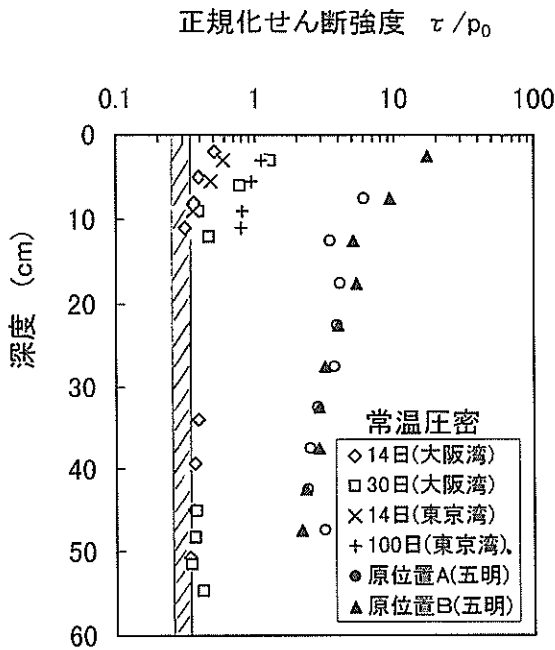


図-44 室内せん断強度と原位置せん断強度の比較 (常温圧密)

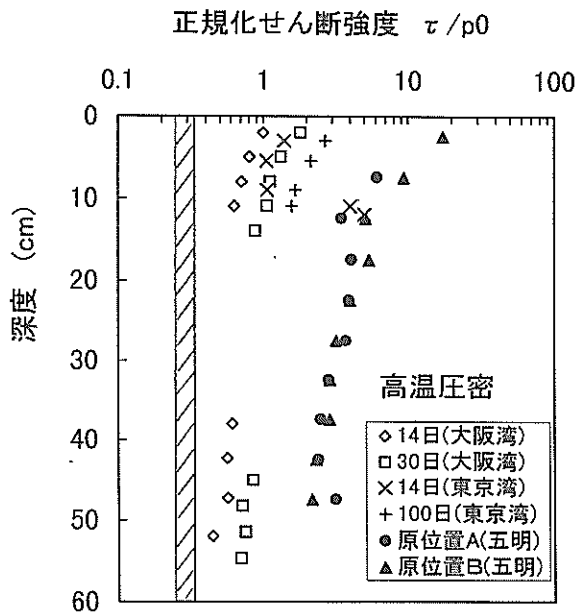


図-45 室内せん断強度と原位置せん断強度の比較 (高温圧密)

よるもので、より実測値と合わせるにはこの粘土の場合は液性限界の1.5~1.7倍とすればよいと考えられる。

図-44、図-45は、室内における常温圧密および高温圧密より得られたせん断強度と、五明らが測定した原位置のせん断強度を、有効土被り圧 $p_0$ で正規化した $\tau/p_0$ を示している。図中に斜線で表される0.25~0.33の範囲は一般的な日本の正規圧密粘土が有する強度増加率 $c_u/p_0$ の値である。なお、深さ30~50cmあたりの実験データは図-34(b)に示した载荷圧密の結果に対し推定した壁面摩擦

を補正して有効土被り圧を計算し、これを深度に換算してプロットしている。

図-44の常温条件での結果をみると、表層より10 cm以浅においては正規化したせん断強度は正規圧密粘土の強度増加率よりも大きいものの、それ以深となるとほぼ一定となっている。また、長期間圧密により正規化強度に明らかな増加が見られるが、自重圧密が100日間程度継続しても原位置の値の1/10以下になっている。一方、図-45は高温条件で得られた正規化強度であるが、長期間

75°Cで圧密することにより原位置の値に近づいているが依然として1/4~1/3である。また、図-45(a)と図-45(b)の強度を比べると、高温条件で圧密したときの $\tau/p_0$ は常温条件の1.5~3倍となっている。

図-46には、圧密時間に伴う正規化強度（強度増加率）の増加を経過時間を対数軸にとって示している。同一応力レベルでの比較を行うために、それぞれ有効土被り圧が0.2, 0.5kN/m<sup>2</sup>となる深度での正規化強度を求めた。また東京湾の原位置の値も同図に加えているが、強度としては五明らが求めた値を、経過時間としては東京湾の底泥堆積速度を1mm/年~1cm/年と仮定した堆積までのおおよその所要時間を用いている。

図中には、熊本粘土を用いた沈降・自重圧密のデータと、セメンテーションによる強度増加式である(6)式を示しているが、図のように沈降なしで常温自重圧密した大阪湾粘土、東京湾粘土と熊本港粘土は同様の強度発現特性を示していることがわかる。これより、初期含水比の大きさや沈降過程の有無は、せん断強度の経時的な発現特性にあまり影響を及ぼさないと考えられる。また、

強度増加がほぼ(6)式にしたがっていることから、この傾向が続けば、50年から500年で原位置の強度に到達すると推定される。

次に、この図の結果において高温圧密による強度発現をみると、大阪湾粘土の場合は強度自体は大きいが経年的な増加割合は常温の場合と大きな違いがみられない。これに対して、東京湾粘土の場合は、高温条件で圧した場合、

$$\frac{\Delta(\tau/p_0)}{\Delta(\log_{10} t)} = \frac{0.58}{\sqrt{p_0}} \quad (11)$$

の関係が得られており、セメンテーションによる強度増加係数 $k$ は(6)式の場合の約2倍となっている。ただし東京湾粘土の場合でも原位置の強度に到達するには高温条件でなお数年間の経過が必要と推定される。

東京湾粘土と大阪湾粘土について室温で十分に練り返した時のベーンせん断強度と正規化含水比 $w/w_L$ の関係は、図-47のようになる。自重圧密後の強度 $\tau_s$ と同一の含水比における練り返し強度 $\tau_s'$ を求め、表-8にその結果

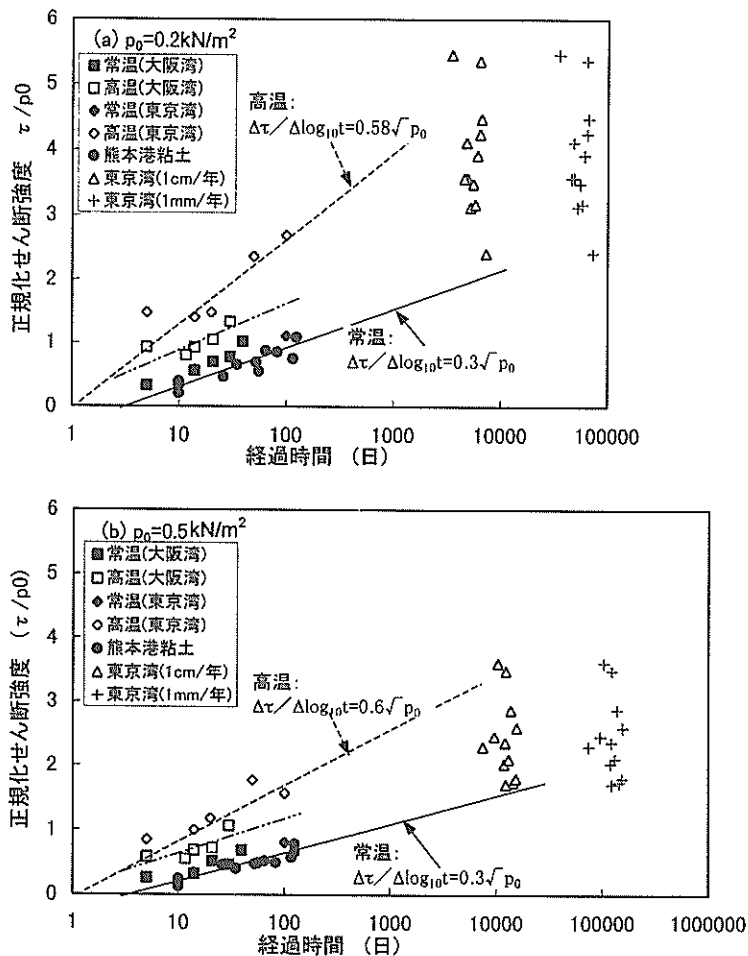


図-46 正規化せん断強度と圧密時間の関係

を示した。ここに  $\tau_a/\tau_b$  は鋭敏比を意味するが、常温で圧密した粘土では1~3.8であるのに高温で圧密した粘土では1.8~6と約1.5倍になっている。五明らは原位置において攪乱ペーンせん断強度と不攪乱ペーンせん断強度の比を求め、鋭敏比を計算している。それによると深度10cm付近の鋭敏比は東京湾底5.5、広島湾底7.7、琵琶湖底6.6となっており、表-8の値を比べると100日間高温圧密した後の粘土試料の鋭敏比が約6であり鋭敏比に関しては原位置の値にかなり近づいているといえる。以上のことから、高温による温度効果と長期圧密による時間効果によって、原位置における年代効果の一部を再現することができたと考えられる。

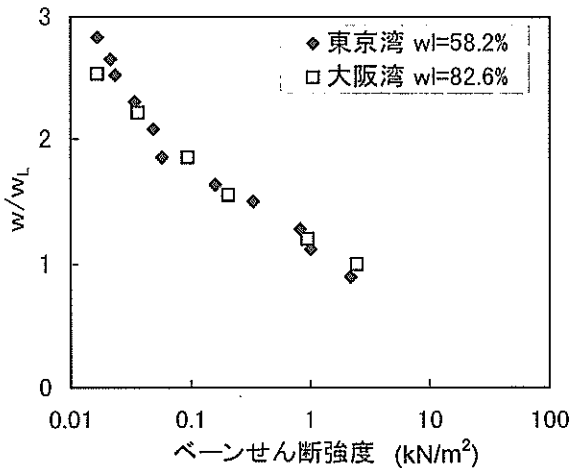


図-47 練り返した試料の強度と含水比の関係

表-8 圧密後の強度と練り返し後の強度の比較

圧密時間	条件	w (%)	$\tau_a$	$\tau_b$	$\tau_a/\tau_b$	
大阪湾粘土	5日	常温	155.1	0.083	0.089	0.93
		高温	150.6	0.290	0.170	1.82
	14日	常温	143.1	0.180	0.184	1.44
		高温	155.0	0.292	0.105	3.27
	30日	常温	143.8	0.196	0.123	1.60
		高温	146.5	0.492	0.114	4.33
東京湾粘土	14日	常温	162.6	0.167	0.091	1.84
		高温	170.9	0.454	0.112	4.05
	100日	常温	150.6	0.369	0.096	3.84
		高温	158.4	0.723	0.121	5.98

### 5.5 高温圧密実験のまとめ

大阪湾と東京湾粘土を用い高温条件(75°C)での自重圧密を実施し、圧密が長期間継続する過程でのせん断強度の発現を調べた。高温で圧密する場合、粘土内の間隙水の粘度が低下し透水性が高まることによって、常温圧密に比べ圧密が早く進行する。本研究の実験においては、

高温条件では圧密時間が3倍程度早くなることが認められた。圧密が早期に終了する高温条件では、一次圧密後の二次圧密過程が長いため、同一圧密期間を置いたとき常温圧密した粘土試料よりも大きなせん断強度が発現する。高温と常温で圧密した粘土試料のせん断強度を比較すると、前者が後者の1.5~3倍となる結果が得られた。

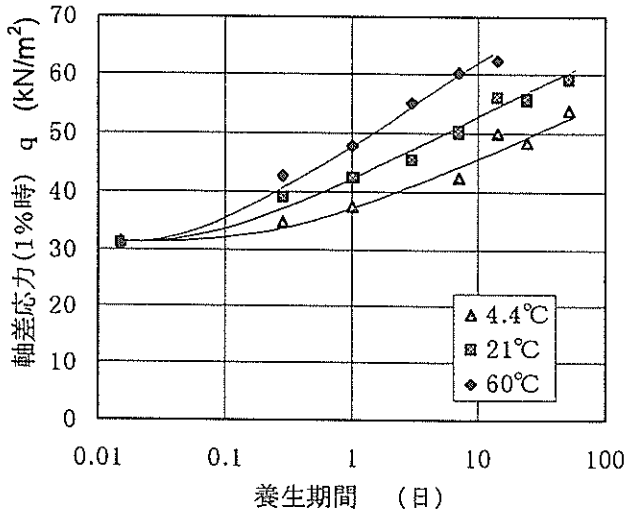


図-48 温度と強度増加速度の関係 (Mitchell, 1960)

高温条件下での強度発現促進効果は、二次圧密期間の延長だけではなく時間の経過にもなる強度の増加割合自体が大きくなる効果も考えられる。Mitchell<sup>20)</sup>は温度が粘土のシキントロピーに与える影響について実験的に調べているが、図-48は温度と強度増加速度の関係である。図のようにシキントロピーによる強度増加速度は温度が高いほど大きくなっており、図-46に示した東京湾粘土の実験データと一致している。

以上のように、高温条件下で圧密することは、高含水比状態の粘土試料において短期間に大きなせん断強度や圧密降伏応力を発揮させる上で有効な手段であるが、今回の実験においては高温条件での圧密を90日間継続しても原位置の海成粘土の強度特性を再現するには不十分であった。

### 6. 海底地盤の形成過程における強度の解析

海底地盤の沈降・堆積およびその後の自重圧密による強度発現過程を数値的に検討する。

まずせん断強度の発現を、次の3つの成分からなると考ええる。

- ・土被り圧のもとでの一次圧密により土の間隙が減少し、発現する強度： $\tau_1$

- ・一次圧密後の二次圧密過程による間隙の減少によって発現する強度： $\tau_2$
- ・時間の経過とともに間隙の減少とは無関係に発現する強度： $\tau_3$

以下に個々の強度の算定式を示す。

一次圧密によって発現する強度 $\tau_1$ は一般に有効土被り圧 $p_0$ に比例しており、次式で表すことができる。比例する成分である。

$$\tau_1 = m p_0 \quad (12)$$

ここに、 $m$ は圧密による強度増加率であり、わが国の海成粘土では通常0.25~0.35である。

二次圧密による間隙比の低下によるせん断強度増加である $\tau_2$ は、つぎのように求められる。

$$\Delta \tau_2 = m p_0 \left\{ \left( t / t_p \right)^{C_a / C_c} - 1 \right\} \quad (13)$$

ここに、 $t$ は圧密の経過時間で、 $t_p$ は一次圧密終了時間である ( $t > t_p$ )。また、 $C_a$ 、 $C_c$ はそれぞれ圧縮指数と二次圧密係数である。

$\tau_3$ はセメンテーション作用によるせん断強度であり、式(6)によれば、次のように求めることができる。

$$\Delta \tau_3 = k \sqrt{p_0} \log_{10} (t / t_p) \quad (14)$$

以上の考えに基づき、海底地盤のせん断強度、圧密降伏応力、間隙比を計算した。

まず標準的な海底地盤の堆積速度として2章での検討結果から0.1cm/年を用いることとする。5,000年かかって10mの沖積粘土が堆積すると仮定すると、上載荷重の経時変化は図-49のようになる。なお、実際には堆積中に土の湿潤密度は高含水比のときの1.2から1.6程度まで変化すると考えられるがここでは計算を簡単に行うため密度を1.5g/cm<sup>3</sup>で一定とした。堆積速度は正確には堆積厚さではなく土粒子の質量で表すべきであり、この場合は0.05gf/cm<sup>2</sup>・年である。

図のように載荷重が一定の速度で増加する場合は一次圧密と二次圧密の区別が難しいため、計算では連続的な載荷重の増加を図-49の拡大図のように100回の段階荷重に置き換えて解析することにする。すなわち、図の場合では50年ごとに層厚が10cmずつ100回にわたって段階的に加わったとする。解析は、各段階ごとに一次圧密沈下による強度増加、二次圧密沈下およびセメンテーションによる強度増加を計算する。

わが国の海底粘土地盤における標準的な圧密係数 $c_c$ は2.5~7m<sup>2</sup>/年であるので、堆積中の地点での排水面からの距離を $H$ とすると一次圧密に要する時間 $t_p$ は  $t_p = H^2 / 3$

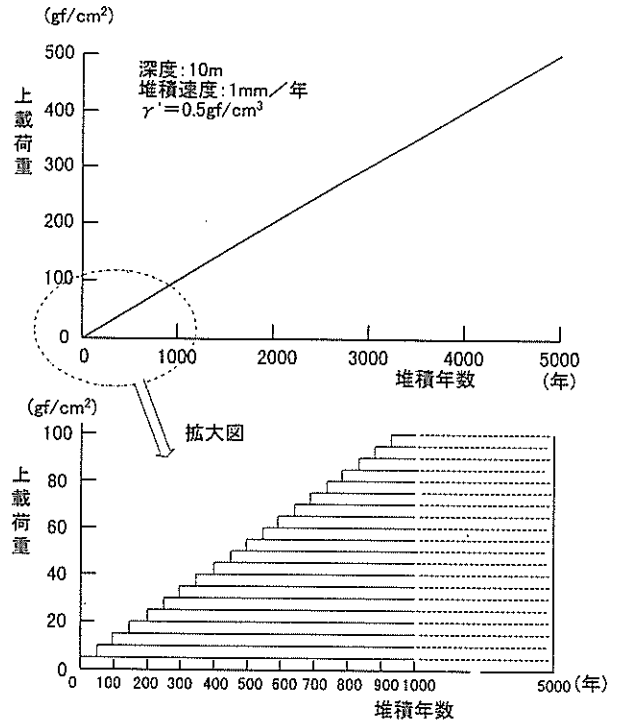


図-49 上載荷重の経時変化とそのモデル化

で求められる。

各載荷段階において、 $t_i$ を計算し(12)式、(13)式、(14)式を用いることによって、 $i$ 番目の堆積(載荷)から現在までの時間 $t^*$ に至るまでの間に発現する強度が計算できるが、 $i$ 番目の載荷段階における上載荷重 $p_i$ による強度 $\tau_i$ は次式で与えられる。

$$\tau_i = m p_i \left( t^* / t_p \right)^{C_a / C_c} + k \sqrt{p_i} \cdot \log_{10} (t / t_p) \quad (15)$$

載荷重が $p_i$ で一定の場合、粘土の強度は(15)式が示すように時間とともにゆっくりと増加する。しかし、堆積が進むことにより上載荷重が $p_{i+1}$ に増加し、新たな上載荷重増分で圧密されて発現する強度が前段階までの荷重で経時的に発現する強度よりも大きいときは、前段階の荷重下で二次圧密やセメンテーションにより形成された粘土の構造の一部が圧密によって消失し、その強度の一部が圧密荷重の増加による強度に置き換わると考えられる。以上のことから、各段階の圧密荷重によって発現する強度の最大値が最終的な海底地盤の強度であると考え、海底地盤の強度 $\tau^*$ を次式より求めた。

$$\tau^* = \{ \tau_i \text{の最大値, ただし } i=1 \sim 100 \} \quad (16)$$

図-50は、図-49の条件で、 $k=0.4$  (kN/m<sup>2</sup>)<sup>0.5</sup>、 $c_c=3.0$ m<sup>2</sup>/年、 $C_a/C_c=0.03$ とし、深度10mでの海底地盤の強度を計算した結果である。なお $k$ の値は平均的には0.3

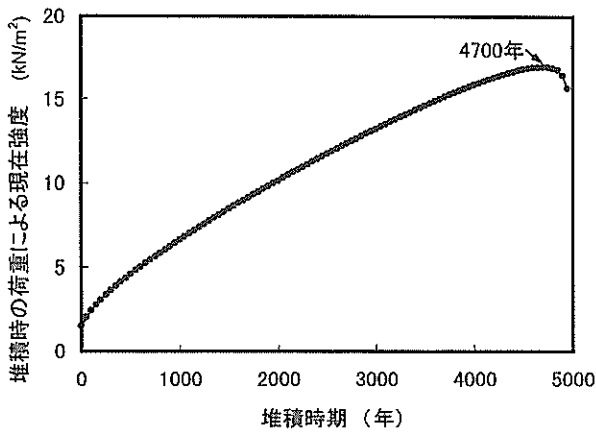


図-50 強度の計算例

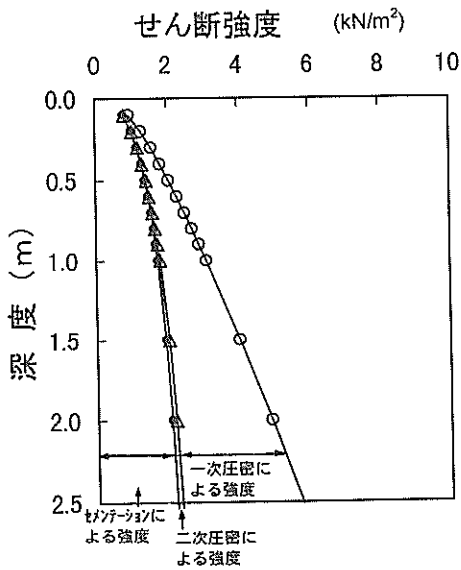


図-51(a) せん断強度の深度分布 (深度2m)

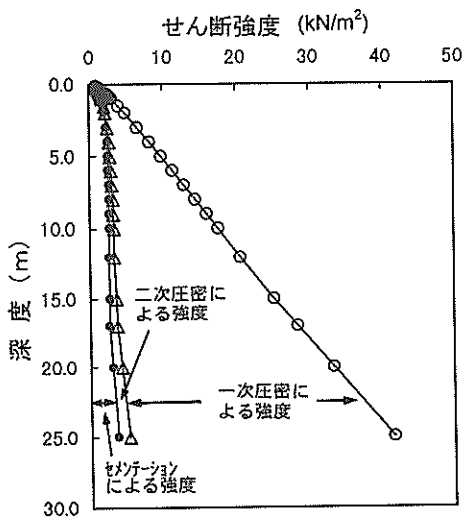


図-51(b) せん断強度の深度分布 (深度25m)

( $\text{kN/m}^2$ )<sup>0.6</sup>であるが、ここでは実験値から読みとれる大きめの値を用いた。5000年間の堆積による載荷重を50年ごとの100回の段階に分け、各段階の荷重における強度を計算すると、図で示すように95回目(300年前)の載荷重による強度が最大であり、このときの強度が現在の海底地盤の強度を決定しているとの結果が得られた。

図-51(a), (b)は同様の条件で深度2m及び25mまで堆積したときの強度を計算した結果であり、一次圧密による強度、二次圧密による強度、セメンテーションによる強度を分けて示した。図のようにセメンテーションによる強度は深度1mでは全強度の56%を占めるが、深度20mではその割合は9%となっている。

次にこのように堆積したときの地盤の間隙比について、以下の手順で計算した。

- ①一次圧密終了時の上載圧と間隙比の関係を、筆者らが提案している  $e - \log p$  の基準曲線<sup>(21),(22)</sup>により計算する。基準曲線は、粘土の堆積時の初期体積比  $f_0 (= 1 + e_0)$  と液性限界  $w_L$ 、正規圧密時の正規化強度  $(s_u/p)_{nc}$ 、練り返し時の正規化強度  $(s_u/p)_{rm}$ 、鋭敏比  $s_t$  を与えることによって、次式により計算される(圧密圧力  $p$  の単位は  $\text{kN/m}^2$ )。

$$\log_e(1+e) = -C \cdot (\log_{10} p + 1) + \log_e f_{0.1} - h(p) \quad (17)$$

ここに、 $h(p)$  は以下のようなになる。

$$p \geq p_0 R^{2.5} \text{ のとき } h(p) = 0$$

$$p < p_0 R^{2.5} \text{ のとき}$$

$$h(p) = 0.069 C \cdot \log_e R \cdot (RCR - 2.5)^2$$

ただし、

$$C = 0.0025 w_L + 0.10$$

$$f_{10} = 0.042 w_L + 0.55$$

$$R = \{(s_u/p)_{rm} \cdot s_t\} / (s_u/p)_{nc}$$

$$\sigma_{R'} = 10 (f_0 / f_{0.1})^{2.5025C} / R$$

$$RCR = \log_e (p / \sigma_{R'}) / \log_e R$$

なお、計算では  $w_L = 80\%$ 、 $e_0 = 4.32$  (液性限界の2倍) とし、わが国の海成粘土の標準的な値として、 $(s_u/p)_{nc} = 0.30$ 、 $(s_u/p)_{rm} = 0.87$ 、 $s_t = 30$  を用いた。

- ②二次圧密による間隙比の低下量  $\Delta e_s$  を次式で計算する。

$$\Delta e_s = C_a \log_{10} (t^*/t_p) \quad (18)$$

ただし、 $C_a$  が時間とともに漸減する傾向を考慮して、(18)式での  $t^*/t_p$  は最大4までとした。

③セメンテーションによる強度増加により間隙比の低下が妨げられるので、この分の間隙比変化 $\Delta e_c$ を次式で計算する。

$$\Delta e_c = -C_c \log_{10} \{ \Delta s_{uc} / (s_u/p)_{uc} \} \quad (19)$$

$\Delta s_{uc}$ はセメンテーションによるせん断強度強度増加分であり、 $\Delta s_{uc} / (s_u/p)_{uc}$ はセメンテーションによって獲得された圧密降伏応力増分を意味する。

最終的な間隙比 $e^*$ をこれらの和として次式で計算した。

$$e^* = e + \Delta e_s + \Delta e_c \quad (20)$$

堆積がゆっくりと進む場合ほどセメンテーションによる強度発現は大きいと考えられる。堆積速度が粘土地盤の強度と間隙比に与える影響を調べるため、堆積速度を0.01cm/年(0.005g/cm<sup>2</sup>/年)、1.0cm/年(0.5g/cm<sup>2</sup>/年)、10cm/年(5.0g/cm<sup>2</sup>/年)とした場合について計算を行い、0.1cm/年(0.05g/cm<sup>2</sup>/年)の場合との比較を行った。

図-52(a), (b), (c)は、それぞれ25mの海底地盤におけるせん断強度、過圧密比(深度2mまで)、過圧密比(25mまで)を示している。ここでの過圧密比は、正規圧密地盤であるのでセメンテーションや二次圧密によるいわゆる擬似過圧密によるものである。

図のように堆積速度が小さいほどセメンテーションや二次圧密による強度が大きくなるため、地盤の強度は大きく計算される。すなわち、年代効果による地盤の強度増加特性がモデルによって表現されているといえる。なお、堆積速度が1.0cm/年以上になると、セメンテーションにより発現する強度は一次圧密による強度に比べ相対的に小さく、特に深度10m以深ではほとんど影響していない。過圧密比はセメンテーションによる強度が相対的に大きい表層部ほど大きく、深度10cm~50cmの範囲では0.1cm/年(0.05g/cm<sup>2</sup>/年)のときに6.0~3.2, 1cm/年(0.5g/cm<sup>2</sup>/年)のときには5.0~2.2になる。これは、正規化せん断強度 $\tau/p_0$ に換算するとそれぞれ1.8~1.0, 1.5~0.6であり、図-44, 図-45に示した五明らの原位置実測値の範囲5~2に比べるとやや小さいが、傾向的には同様の結果が計算から得られている。

図-53は深度と間隙比の関係の比較である。図のように、堆積速度が小さいほど間隙比は大きくなるが、今回の計算では最大でも0.1程度の差しか表れなかった。大阪湾の洪積粘土地盤など堆積年代の古い地盤では、同一の土被り圧力における間隙比があきらかに大きくなる傾向があり、このような間隙比の特性を適切に表現するためには今回用いた計算モデルをさらに検討していく必要

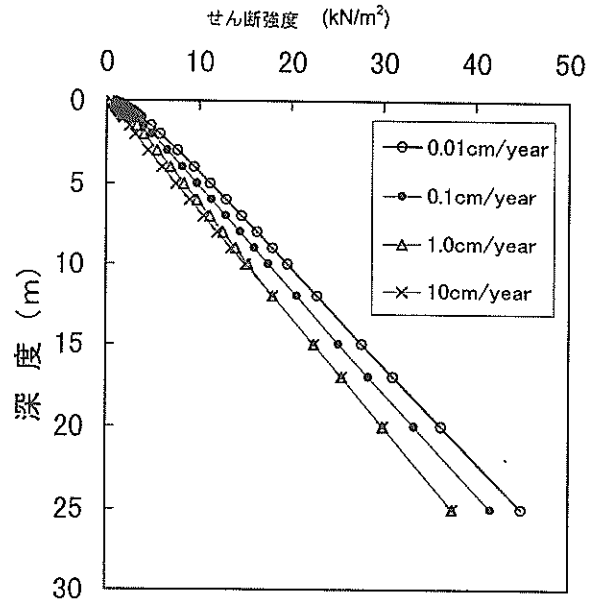


図-52(a) 堆積速度と強度の関係

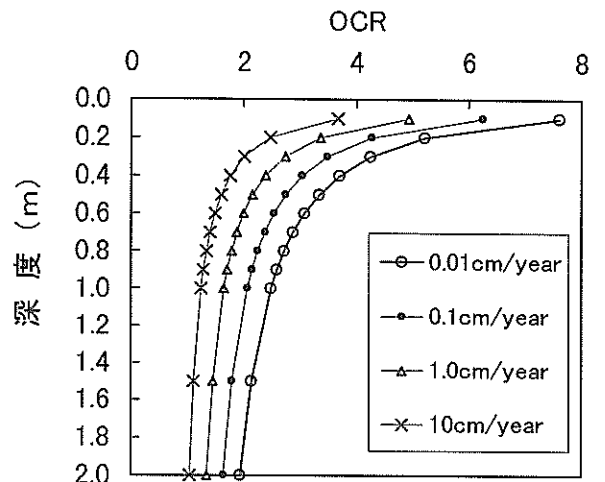


図-52(b) 堆積速度と過圧密比の関係(深度2m)

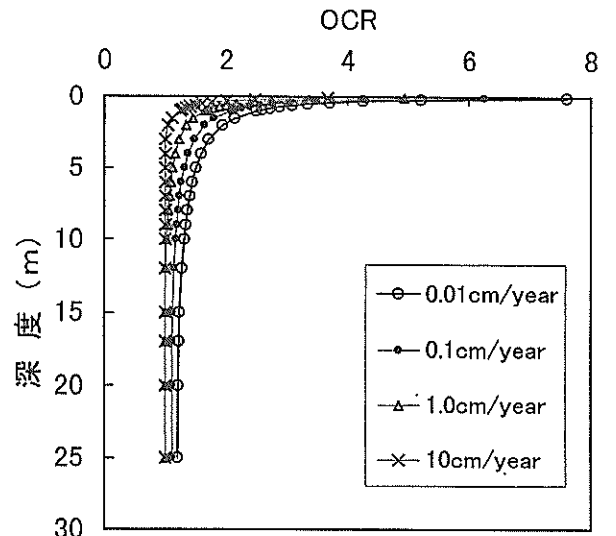


図-52(c) 堆積速度と過圧密比の関係(深度25m)

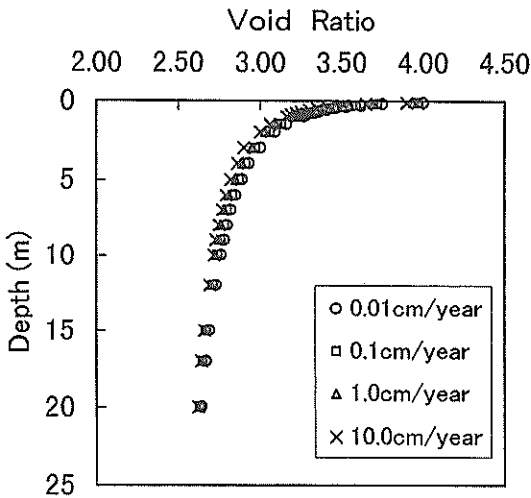


図-53 堆積速度と間隙比の関係

がある。

7. 結論

海底地盤の沈降・堆積過程における強度発現のメカニズムを調べるため、地盤表層付近における超低応力ないし低応力レベルでの圧密とせん断試験を実施し、せん断強度の経時的な発現特性を調べた。主な結論は、次のようにまとめることができる。

- 1) 高含水比の熊本港粘土試料の沈降堆積、自重圧密およびベーンせん断試験の結果より、せん断強度の経時的な発現特性を検討した。その結果、表層付近の超低応力レベルでは、一次圧密終了後に含水比に実質的な変化がなかったにも拘わらず、せん断強度の大きな増加が認められた。せん断強度の増加速度  $\Delta \tau / \Delta \log_{10} t$  は、有効土被り圧  $p_0$  が大きいほど大きくなり、両者には以下のような関係が認められた。

$$\Delta \tau / \Delta (\log_{10} t) = k \sqrt{p_0}$$

ここに、 $k$ はセメンテーションによる強度増加係数であり、 $\tau$ と $p_0$ の単位を $\text{kN/m}^2$ とすると約 $0.3 (\text{kN/m}^2)^{0.5}$ である。

- 2) 通常の応力レベル( $p_0=80\sim 800\text{kN/m}^2$ )について、他の研究者らが報告した実験結果からセメンテーションによる強度増加分を算定した結果、それらの値はおおむね上式の関係に当てはまることがわかった。さらに、 $p_0=2\sim 10\text{kN/m}^2$ での圧密試験を実施してせん断強度の増加特性をフォールコン試験やベーンせん断試験により調べた結果、セメンテーションによる強度増加分

が上式によって表されることがわかった。

- 3) 短い試験期間で原位置に相当するせん断強度を得ることを目的として、高温条件での自重圧密試験を行った。同じ粘土試料で同じ圧密期間で圧密すると、高温圧密した粘土のせん断強度は常温の場合の1.5~3倍であり、高温条件によるせん断強度発現の促進効果が認められた。この原因として、高温条件では圧密速度が3倍程度早まるため二次圧密期間が長くなること、高温環境によってセメンテーションによる強度発現速度すなわち1)の式における $k$ 値が増加することが考えられる。
- 4) 1)で示した関係式を用い、海底地盤の形成過程におけるせん断強度や圧密降伏応力、間隙比などの変化を計算した。表層付近ほど相対的に大きなセメンテーションによる強度発現が現れて過圧密になるという計算結果は、海底地盤における実測された強度特性と良く一致している。また、計算結果は、堆積速度が小さいほど海底地盤の強度が大きく間隙比も大きいという、年代効果の特徴をよく表現している。

あとがき

本報告で用いた実験データの多くは、平成7年度と平成8年度に土性研究室が実施した科学技術振興調整費重点基礎研究課題「海底の表層における土の強度発現メカニズムに関する研究」によって得られたものです。この間卒業研究として多くの実験に熱心に取り組まれた長谷川武士氏、須賀孝史氏、原田信氏、佐野勇司氏、さらに貴重な討議をいただいた芝浦工業大学足立格一郎教授に深く感謝いたします。また、本成果をとりまとめにあたって文部省科学技術研究費補助金基盤研究A-1「土の微小変形に着目した土質力学の再構築に関する総合的研究」(平成8年度~平成10年度、研究代表者東畑郁生東京大学教授)の支援を得たことを付記します。

(1999年3月31日受付)

参考文献

- 1) 土田孝, 小林正樹, 水上純一, 田中政典: 高温再圧密による海成粘土の年代効果の再現, 港研報告, Vol.28, No.1, 1989年3月, pp.121-147.
- 2) 土田 孝, 小林正樹, 水上純一: Effect of Aging of Marine Clays and Its Duplication by High Temperature Consolidation, 土質工学会論文集, Vol. 31, No. 4, 1991年12月, pp. 133-147.
- 3) 五明美智男, 矢内栄二, 大槻 忠: 東京湾底泥の堆積特性について, 第37回海洋工学論文集, Vol. 37, 1990年,

- pp. 848-862.
- 4) 五明美智男, 三村信男: 現地不攪乱底泥の強度特性: 第39回海洋工学論文集, Vol. 39, 1992年, pp. 501-505.
  - 5) 福江正治 (1995): 炭酸塩が地盤形成に与える影響, 平成6年度科学研究費補助金研究成果報告書, 東海大学海洋学部.
  - 6) Skempton A. W.: The Consolidation of Clays by Gravitational Compaction, Quarterly Journal of Geological Society of London, Vol.125, pp.373-412, 1970.
  - 7) Locat, J. and Lefebvre, G.: The Compressibility and Sensitivity of an Artificially sedimented Clay Soil: The Grande-Baleine Marine Clay, Quebec, Canada, Marine Geotechnology, Vol.6, No.1, 1985.
  - 8) Torrance J.K. and Otsubo M.: Ariake Bay Quick Clay: A Comparison with the General Model, Soils and Foundations, Vol.35, No.1, pp.11-19, 1995
  - 9) 木村辰三・長沼哲夫・和野信市: 東京港の運が武における汚泥堆積調査解析, 第12回有害底質の処理処分に関する日米専門家会議論文集, 1985年.
  - 10) 中川康之: 内湾域における泥質物の堆積過程に関する研究, 港湾技術研究所報告, 第37巻, 第4号, 1998年12月, pp.113-134.
  - 11) 運輸省第四建設局: 埋立地盤性状変化予測技術調査報告書, 1987年.
  - 12) 三田地利之, 藤原幸彦: Undrained Shear Behavior of Clays Undergoing Long-term Anisotropic Consolidation, Soils and Foundation, Vol. 27, No. 4, 1987年12月, pp. 45-61.
  - 13) 上 俊二, 藤原東雄, 高野義和: 二次圧密時に温度効果を受けた粘土の非排水せん断強度の評価、高温環境と土のシンポジウム, 地盤工学会, 1997年, pp. 167-172.
  - 14) G. Mesri: Aging of Soils, Special Lecture at National Deference Academy of Japan, 1995年.
  - 15) 土田 孝, 長谷川武士, 足立格一郎: 高温条件で自重圧密した海成粘土の強度特性, 第29回土質工学研究発表会講演集, 1994年, pp. 639-640.
  - 16) 土田 孝, 須賀孝史, 原田 信, 足立格一郎: 海底地盤表層における粘性土の強度発現に関する研究, 第30回地盤工学研究発表会講演集, 1995年, pp. 643-644.
  - 17) 土田 孝, 湯 怡新, 佐野勇司: 長期自重圧密による超軟弱粘土の強度発現, 第31回地盤工学研究発表会講演集, 1996年, pp. 781-782.
  - 18) 土田 孝, 湯 怡新: 海底表層地盤の強度発現と高温圧密方法の適用, 「高温環境と土, 粘土の微視構造から廃棄物の地中処分問題まで」, 地盤工学会シンポジウム, 1997.
  - 19) T. Tsuchida and Y.X. Tang: Development Mechanism of Shear Strength at the Top of Seabed, 2th International Conference on Soft Soil Engineering, Vol.1, 1995, pp.480-485, Nanjing
  - 20) J. K. Mitchell: Fundamental Aspects of Thixotropy in Soils. Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, SM3, 1960, pp.19-52.
  - 21) 土田孝: 海底粘土地盤の  $e$ - $\log p$  関係に関する統一的な解釈について, 第39回土質工学シンポジウム—海底地盤と海洋施工技术—, 土質工学会, 1994年11月, pp.171-178.
  - 22) 土田孝: Unified model of  $e$ - $\log p$  relationship with the consideration of the effect on initial void ratio, Proc. of the International Symposium on Compression and Consolidation of Clayey Soils, Is-Hiroshima'95, 1995.5, pp. 379-384.



記号一覧

$C_c$ : 圧縮指数

$C_s$ : 膨張指数

$C_a$ : 二次圧密係数

$d$ : フォールコーンの自由落下沈下量 (cm)

$e$ : 間隙比

$G_s$ : 土粒子の比重

$p_0$ : 圧密応力または有効土被り圧 (kPa)

$p_c$ : 圧密降伏応力 (kPa)

$S$ : 沈降や圧密による沈下量

$t$ : 圧密時間

$t_p$ : 一次圧密終了時間

$U$ : 圧密度 (%)

$w$ : 含水比 (%)

$w_L$ : 液性限界 (%)

$w_n$ : 自然状態での含水比 (%)

$w_p$ : 塑性限界 (%)

$W$ : 重量 (N)

$z$ : 深度

$\Delta$ : ある値の変化を表す

$\gamma'$ : 水中単位体積重量 (N/cm<sup>3</sup>)

$\gamma_w$ : 水の単位体積重量 (N/cm<sup>3</sup>)

$\Lambda$ : 過圧密粘土の強度比指数

$\tau$ : せん断強度 (kPa)