

過圧密粘土のひずみ速度効果

近藤充^{*1}・杉山太宏^{*2}・外崎明^{*3}・赤石勝^{*4}

Strain Rate Effect of Overconsolidated Clays

by

Mitsuru KONDO, Motohiro SUGIYAMA, Akira TONOSAKI, Masaru AKAISHI

(Received on Mar.29,2002, accepted on Jun.5,2002)

Abstract

In the consolidated undrained triaxial test for clays, the strain controlled test is commonly used in a laboratory. Embankment work on soft grounds, however, is not controlled by the strain rate and approximated by the stress controlled condition. The strain rate or loading rate in a laboratory test is relatively higher than that of the field. It is well known that the undrained stress-strain relation of saturated clays can be significantly affected by the applied loading rate. This effect has been studied and almost all of the research subjects were concerned with secondary compression of normally consolidated clays. In these studies, it seems that little attention has been paid to overconsolidated clays because of the typical elastic behavior.

It is the purpose of this study to clarify the influence of secondary compression on strain rate effect by using an elasto-viscoplastic constitutive model and to evaluate, experimentally, the time dependent undrained behavior of saturated overconsolidated clays. The results showed that undrained strength of isotropic overconsolidated, K_0 , normally and overconsolidated clays were almost insensitive to the strain rate. The K_0 normally consolidated clay in the field is subjected to long-term secondary compression and may be in an almost quasi pre-consolidated state. It can be expected that quasi overconsolidated clays are rate independent as are overconsolidated clays.

Keywords: Clay, Over-consolidation, Triaxial test, Strain rate effect, Undrained shear strength, Numerical analysis

1. 緒 言

粘性土の強度変形特性を調べる圧密非排水三軸圧縮試験では、供試体内に発生する間隙水圧分布の一様性を得るために、軸ひずみ速度 $\dot{\epsilon}_a=0.1\sim0.05\%/\text{min}$ を一応の標準としている¹⁾。JIS ではひずみ制御試験が採用されているが、軟弱地盤上の盛土工事は応力制御条件で近似される。一般的な粘性土の平均強度から、実験室で採用されるひずみ速度を載荷速度に換算すると $1\sim10\text{kPa}/\text{min}$ に相当する。過去の施工記録によれば、軟弱地盤上の盛土工事で用いられる載荷速度は概略 $10^{-3}\text{kPa}/\text{min}$ であるため、実験室のひずみ速度あるいは載荷速度は、現場のそれより相対的に早いことになる。また、粘性土の非排水応力ひずみ関係は、載荷速度の影響を受けることも広く知られている²⁾。仮に、現場のすべり破壊に伴って発揮される非排水強度が、実験室で採用される標準的なひずみ速度よりも極端に遅いひずみ速度で得られる低い強度やクリープ強度と等価であるならば、標準的ひずみ速度による非排水強度を用いた解析は、軟弱地盤の安定性を過大に算定することになり、これは危険側の予測をしていることになる³⁾。

ひずみ速度効果は、安定問題の評価のため広範に研究されている。しかし、既往の研究の多くが正規圧密粘性土の二次圧密

に關係するものであり、擬似過圧密粘性土や過圧密粘性土を対象とした研究は少ない⁴⁾⁻⁸⁾。過圧密粘性土が、典型的な弾性挙動をすると考えられているためと思われる。しかしながら、過圧密粘性土にも二次圧密は観察され、Bjerrum らはこの遲延圧縮が永久に続くと仮定している⁹⁾。また、実際の軟弱地盤のはほとんどは、堆積以来数千年間にわたる二次圧密沈下(時間効果)によって擬似過圧密状態にあると言われている。しかし擬似過圧密状態を実験室内で再現するのはかなり難しいため、その力学的挙動は必ずしも十分に解明されていない^{10),11)}。仮に Bjerrum の仮説が正しいとすれば、擬似過圧密粘性土の力学的特性の解明が重要である。

実用的視点からは、過圧密粘性土ならびに擬似過圧密粘性土のひずみ速度効果が無視できれば便利である。そのためには過圧密状態にある粘性土のひずみ速度効果について十分に検討する必要がある。本研究の目的は、弾粘塑性構成モデルを用いてひずみ速度効果に対する二次圧密の影響を明らかにすること、ならびに飽和した過圧密粘性土の時間依存性非排水せん断挙動、すなわちひずみ速度効果を、応力制御とひずみ制御による三軸圧縮試験によって検討することである。

2. 弾粘塑性構成式による検討

2.1 弾粘塑性構成式と擬似過圧密の考え方

弾粘塑性土モデルを用いた数値計算により、粘性土のひずみ

*1 東海大学大学院土木工学科専攻

*2 東海大学工学部土木工学科助教授

*3 金沢工業大学環境系土木工学科教授

*4 工学部土木工学科教授

速度効果に対する過圧密と擬似過圧密の影響を考える。本研究で採用した構成モデルは、Kutter ら¹⁰⁾によって与えられたもので、次の概念に基づいている。

- 1) 全ひずみ $\dot{\epsilon}$ は、時間に独立した弾性ひずみ $\dot{\epsilon}^e$ と時間依存の粘塑性ひずみ $\dot{\epsilon}_v^{vp}$ の単純な和である。
- 2) すべての時間依存性は、単一のパラメーター C_{α_0} すなわち一次元圧密試験の二次圧密係数によって導入される。
- 3) 粘塑性ひずみ速度は、実際の有効応力と関連面上の“仮想応力”に依存する。

本構成モデルによる粘塑性体積ひずみ速度 $\dot{\epsilon}_v^{vp}$ および粘塑性偏差ひずみ速度 $\dot{\epsilon}_q^{vp}$ と応力差関数 Φ は、それぞれ式(1)、式(2)によって計算される。

$$\dot{\epsilon}_v^{vp} = \Phi \frac{\partial \bar{f}}{\partial p} \quad \& \quad \dot{\epsilon}_q^{vp} = \Phi \frac{\partial \bar{f}}{\partial q} \quad (1)$$

$$\Phi = \frac{\alpha_0}{t(1+e_0)} \left(\frac{p_L}{p_0} \right)^{\frac{\lambda-\kappa}{\alpha_0}} \quad (2)$$

ここに、 \bar{f} は塑性ボテンシャルに該当するが、Kutter らは関連面と呼んでいる ($\bar{f}=0$ で関連面の位置とその形状を表す)。また、有効応力を示すプライムを省略して $p=(\sigma_1+2\sigma_3)/3$, $q=\sigma_1-\sigma_3$, e_0 は初期間隙比、 λ は圧縮指数、 κ は膨張指数、 \bar{p}_0 と p_L はそれぞれ関連面と載荷面 (Fig.1 参照) の寸法を決定する平均有効応力 (サイズパラメータ)、 t は一次圧密終了時間、 α は体積ひずみで定義される二次圧密係数、添え字の “0” は、一次元圧密状態で得られる値であることを意味し、 p , q , t 上の横線 $\bar{}$ は関連面に関する値を意味する。本研究では、関連面 \bar{f} の特殊な形の一つとして修正カムクレイの降伏面を採用する。

Fig.1 は、二次圧密を受けた関連面の膨張と間隙比の関係を示している。図中 A 点で圧密された正規圧密粘性土の圧密試験から得られる λ 線と擬似過圧密について考察する。有効応力 (p, q) 一定のもと、二次圧密により間隙比が e_A から e_0 あるいは e_E まで低下した粘性土は、擬似過圧密と呼ばれる。弾粘塑性挙動に対する境界を示す降伏面は、一定荷重下の二次圧密によって膨張すると考え、間隙比 e_0 あるいは e_E まで膨張した擬似過圧密粘性土の降伏面を関連面、正規圧密粘性土 (間隙比 e_A) の初期降伏面を載荷面と呼ぶ。間隙比 e_0 の擬似過密粘性土の圧密試験では、B 点の平均有効応力を到達するまで過圧密挙動と同じと仮定する。すなわち間隙比 e_0 と e_B 間は、 κ 線に沿って間隙比が変化すると考える。また、A 点を通る載荷面と B 点を通る関連面が p 軸を横切る平均有効応力をそれぞれ \bar{p}_0 ならびに p_L で表す。この両降伏面サイズパラメータの比 \bar{p}_0/p_L により擬似過圧密比 Q-OCR を定義する。この比がわかれば、A 点の実有効応力から関連面上 B 点の仮想応力が容易に求められるので、式(1)の関連面における偏微分が可能となる¹²⁾。

間隙比が e_A , e_C 線線上にある正規圧密粘性土のひずみ速度効果と二次圧密の関係については、既に Kutter らが検討しており、二次圧密係数の小さな粘土ではひずみ速度効果が減少することが明らかにされている。著者らは、後述する実験結果との対応を考慮し、C 点で正規圧密された後 E 点まで除荷された過圧密粘性土について検討する。長期間の二次圧密で間隙比が e_E まで減少した擬似過圧密粘性土と有効応力と間隙比は共通である。二次圧密と除荷で応力履歴は異なるが、過圧密粘性土と擬似過

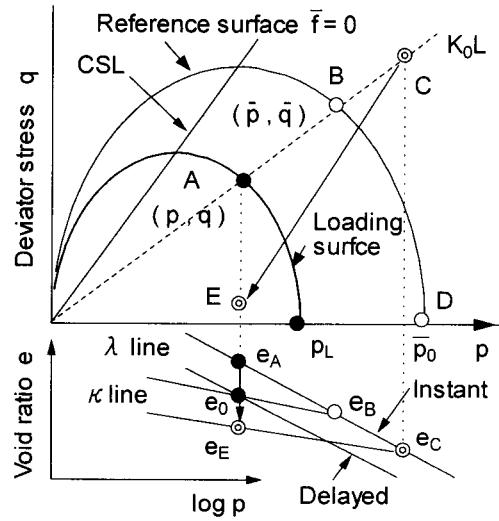


Fig.1 Reference and loading surface in p - q space and e - $\log(p)$ relations

圧密粘性土の挙動は同じであるとこの構成式では仮定する。

2.2 弾粘塑性構成式による計算結果

Fig.2 は、正規圧密粘性土と擬似過圧密粘性土の圧密非排水三軸圧縮試験の再現計算結果から有効応力経路を示したものである。計算には、4章で議論される試料 E の実験から得られた定数を用いた。設定した最大・最小載荷速度 (49kPa/min と 4.9×10^{-3} kPa/min) は、現場と室内試験に対応させた。等方ならびに K_0 圧密された正規圧密粘性土は、5種類の載荷速度毎に大きく異なる有効応力経路を示している。

二次圧密は、等方圧密よりも K_0 圧密された粘性土で顕著に観察されるので、 K_0 圧密粘性土の有効応力経路に及ぼす擬似過圧密の影響を調べたのが Fig.3 である。載荷速度は 4.9×10^{-3} kPa/min、それ以外の定数は Fig.2 と同じ値を使用し、 \bar{p}_0/p_L により定義した擬似過圧密比 Q-OCR を変化させている。擬似過圧密比の増加、すなわち二次圧密によってせん断強度が増加する傾向は、Bjerrum ら⁹⁾が指摘して以降多くの報告があるが、図の計算結果はこれらに対応するものである。また、破壊時の平均有効応力は、載荷速度とともに増加する傾向にあり、その軌跡は鉛直線に近づくことが Fig.3 よりわかる。これは、擬似過圧密に伴うひずみ速度効果の減少を示唆するものである。なお、二次圧密係数 C_a を 0.016 とした Fig.3 の計算では、Q-OCR を 1.66 以上とすると有効応力経路は鉛直となって、擬似過圧密によらない経路となった。

ところで、一般的な粘性土の C_a は大きいものでも 0.02 程度である。Kutter らの弾粘塑性構成式では、この C_a の大きさによって擬似過圧密比が異なるので、比較するためにかなり大きな $C_a=0.07$ を設定して載荷速度がせん断強度に及ぼす影響を調べた。Fig.4 は、計算による最大偏差応力 q_f と載荷速度効果の関係を Fig.3 の結果と比較したものである。等方ならびに K_0 正規圧密粘性土の載荷速度効果は C_a の増加で更に大きくなるが、擬似過圧密状態にある K_0 圧密粘性土の載荷速度効果は少ないと言える。

これらの計算結果から数千年以上にわたる二次圧密を受けた実際地盤内の K_0 圧密粘性土は、擬似過圧密の影響によって速度効果を無視し得る可能性が推測される。

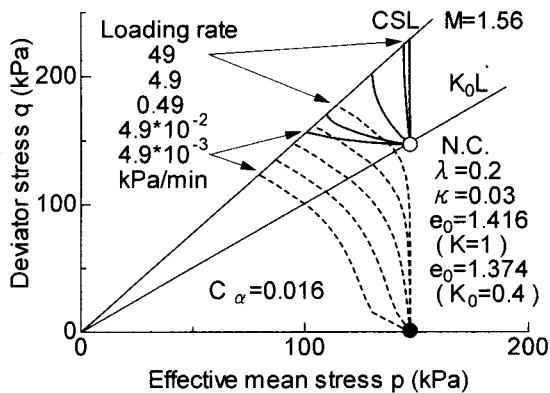


Fig.2 Effect of loading rate on undrained effective stress paths

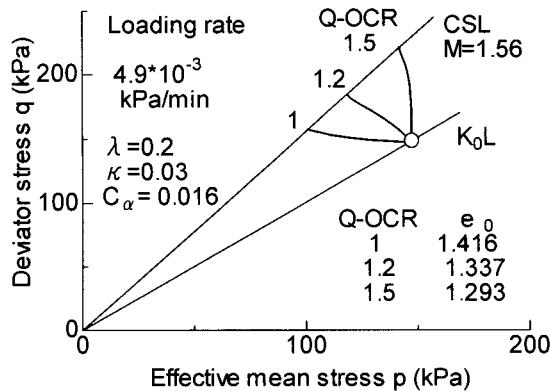


Fig.3 Effect of Q-OCR on undrained effective stress paths

3. 試料および実験方法

実験には、千葉、埼玉、茨城、神奈川県の沖積地盤より採取した6種類の粘性土を使用した。物理的性質をTable 1に示す。

液性限界以上の含水比で練り返した粘性土を一次元あるいは等方圧密容器に詰め、平均有効応力98.1kPaで2週間予圧密した。予圧密終了後の粘土塊から高さ12cm、直径5cmの供試体を作成し、三軸室で平均有効応力147kPaの等方あるいは K_0 圧密条件下で1日圧密した後、非排水せん断試験を実施した。半径ならびに軸方向に排水した圧密過程では、約60分で一次圧密が終了した。その後の二次圧密は、等方圧密供試体で極めて小さく無視し得る大きさであったが、 K_0 圧密供試体では等方よりもかなり大きくなつた。 K_0 圧密供試体は、わずかに擬似過圧密された状態にあると考えられる。バックプレッシャーは圧密時間から98.1kPaを載荷し、B値はいずれも0.98以上であった。

等方ならびに K_0 正規圧密後、以下の2条件で実験を継続した。実験A：正規圧密された試料に対し、応力制御による非排水三軸圧縮試験を行った。載荷軸荷重は9.81kPaあるいは19.62kPaで、4種類の時間間隔(1,30,60,1440min)で載荷することにより載荷速度を9.81kPa/minから0.0136kPa/minとした。せん断中は間隙水压を測定した。

実験B：第2章2.1項で述べたように、過圧密粘性土と擬似過圧密粘性土の挙動は同じであるとの仮定に基づき、正規圧密後、各圧密条件下で過圧密比OCRが2, 4, 6となるよう除過して1日間吸水膨張した。その後、3種類のひずみ速度で非排水せん断した。

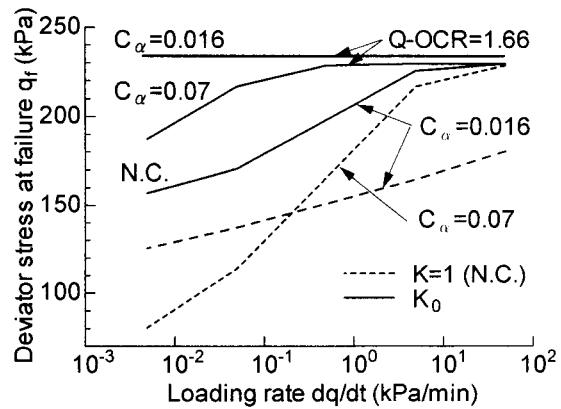


Fig.4 Effect of loading rate on the deviator stress at failure

Table 1 Index properties and soil parameters

Sample	A	B	C	D	E	F
Gs	2.66	2.69	2.71	2.67	2.64	2.68
LL(%)	103.0	82.0	88.1	82.6	112.0	142.0
PI(%)	50.0	22.0	40.4	20.8	61.5	90.0
Sand(%)	5	10	38	5	15	64
Silt(%)	50	42	51	41	38	28
Clay(%)	45	48	11	54	47	8

4. 実験結果と考察

4.1 正規圧密粘性土（実験A）

Fig.5とFig.6は、それぞれ等方ならびに K_0 正規圧密粘土（試料E）に対する載荷速度の異なる非排水せん断試験の有効応力経路である。Fig.5に示した等方正規圧密の有効応力経路は、載荷速度が小さいほどせん断中発揮される負のダイレイタンシーの時間依存性によって、小さな偏差応力で限界状態に到達しており、良く知られたせん断挙動と類似の傾向を示している^{13,14)}。しかし、Fig.6の K_0 正規圧密供試体では、1日間の二次圧密期間中に発揮された負のダイレイタンシーの影響をなむら擬似過圧密の影響のためか、載荷速度の違いによる最大偏差応力の差は小さい。

Fig.7は、等方正規圧密条件の全試料に対する破壊時の最大偏差応力 q_f と載荷速度の関係を示している。最大偏差応力は、載荷時間の対数に対して直線的に増加している。これに対してFig.8に自記号で示した K_0 正規圧密粘性土（試料E,F）では、載荷速度の増加に伴う最大偏差応力の増加は極めて小さい。これは、2章に示した擬似過圧密の影響を取り入れた計算結果に対応するものである。

4.2 過圧密粘性土（実験B）

Fig.9は、等方ならびに K_0 過圧密粘性土の各過圧密比におけるひずみ速度と最大偏差応力の関係を調べたものである。自記号で示した等方過圧密粘性土の最大偏差応力は、ひずみ速度の対数に対して直線的に増加するが、過圧密比の増加に伴いその割合は減少している。一方、 K_0 圧密粘性土は、正規圧密、過圧密によらず三つの速度でほぼ一定値を示している。実地盤の応力状態に近い K_0 圧密された粘性土試料の非排水強度は、応力状態によらずひずみ速度に影響されない、あるいは影響するとしても極わずかである。

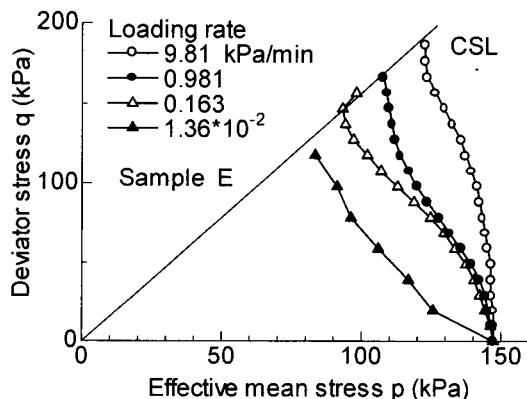


Fig.5 Effect of loading rate on undrained effective stress paths of isotropically consolidated clays

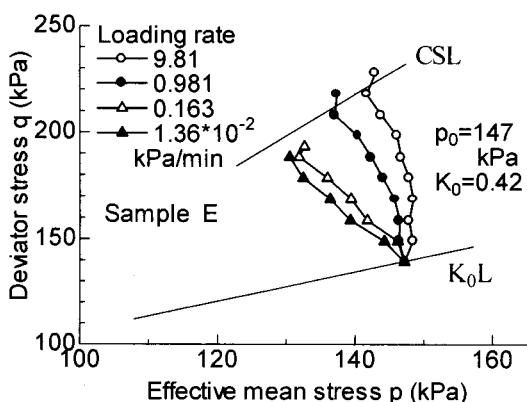


Fig.6 Effect of loading rate on undrained effective stress paths of K_0 consolidated clays

5. 結 言

弾粘塑性構成式による数値計算と等方ならびに K_0 圧密非排水三軸圧縮試験を行い、粘土の非排水強度に及ぼすひずみ速度効果あるいは載荷速度効果について検討した。弾粘塑性挙動の境界を示す降伏面が二次圧密による擬似過圧密によって膨張すると考え、擬似過圧密粘性土と除荷した過圧密粘性土の挙動は同じと仮定した計算結果は、実験事実と良く対応した。これらの検討から得られた結果は次のように要約される。

- 1) 等方正規圧密粘性土の非排水強度は、ひずみ速度に著しく影響される。
- 2) 等方過圧密粘性土では、過圧密比が高ければ高いほどひずみ速度の影響は小さくなる。
- 3) 實地盤の応力状態に近い K_0 正規ならびに過圧密粘性土の非排水強度に対するひずみ速度の影響は小さい。また、過圧密比や擬似過圧密比の大きなものほどひずみ速度効果は小さい。
- 4) 非排水強度の時間依存性は、非排水せん断前に発揮される二次圧密に影響される。

参考文献

- 1) 地盤工学会：土質試験の方法と解説、第7編 第3章 土の三軸試験、pp.472, 2000.
- 2) 柴田徹：地盤の変形と破壊解析の問題点、第29回土木学

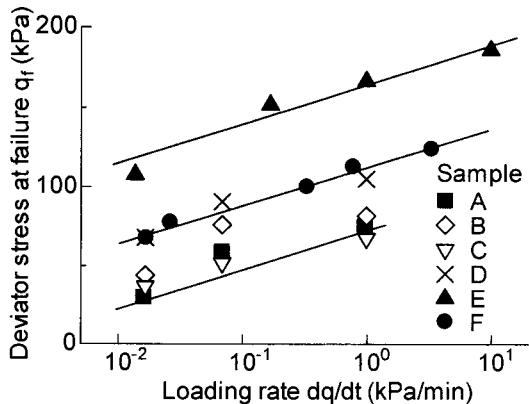


Fig.7 Deviator stress at failure and loading rate relations for isotropically consolidated clays

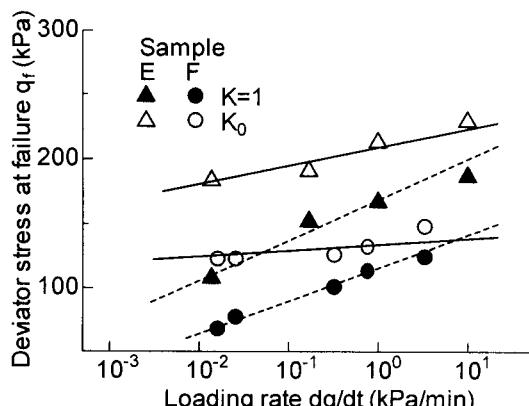


Fig.8 Deviator stress at failure and loading rate relations for K_0 consolidated clays

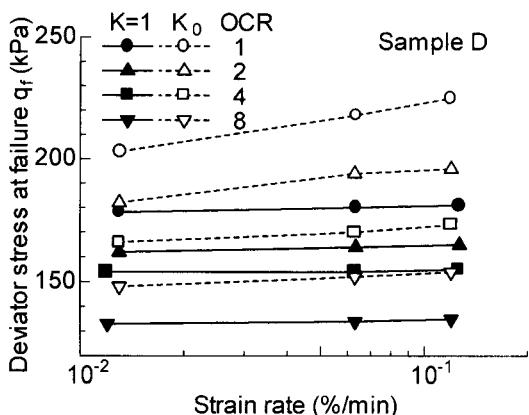


Fig.9 Deviator stress at failure and strain rate relations for K_0 and isotropically over-consolidated clay

会学術講演会研究討論会資料、pp.38-40, 1974.

- 3) 土質工学会：土質試験の方法と解説、第6編 第2章 土の圧密試験、pp.302-305, 1990.
- 4) Duncan, J.M. and Buchignani, A.L.: Failure of underwater slope in San Francisco Bay, Proc. ASCE, Vol.99, SM9, pp.135-142, 1973.
- 5) Sekiguchi, H.: Rheological characteristics of clays, Proc. 9th ICSMFE, Vol.1, pp.289-292, 1977
- 6) Matsui, T. and Abe, N.: Flow surface model of viscoplasticity for normally consolidated clay, Proc. of NUMOG 2, pp.157-164,

1986.

- 7) Oka, F. : A viscoplastic constitutive model of normally consolidated clay under three dimensional stress condition, Proc. of NUMOG2, pp.165-170, 1986.
- 8) Adachi,T., Mimura,M. and Oka, F. : Descriptive accuracy of several existing constitutive models for normally consolidated clays, Proc. of ICNMG5, Vol.1, pp.259-266, 1985.
- 9) Bjerrum,L. : Engineering geology of Norwegian normally consolidated marine lays as related to settlement of buildings, Geotechnique, 17, No.2, pp.81-118, 1967.
- 10) Borja, R.I. and Kavazanjian, E. : A constitutive model for the stress strain time behavior of wet clay, Geotechnique, 35, No.3, pp.283-298, 1985.
- 11) Kutter, B.L. and Sathialingam, N. : Elasto viscoplastic modeling of the rate dependent behavior of clays, Geotechnique, 42, No.3, pp.427-441, 1992.
- 12) Dafalias,Y.F. and Herrmann,L.R. : Bounding surface formulation of soil plasticity, Proc. of Transient and Cyclic Loads, John Wiley and Sons Inc., pp.253-282, 1982.
- 13) 赤井浩一, 足立紀尚, 安藤信夫 : 鮫和粘性土の応力ひずみ時間関係, 土木学会論文報告集, No.225, pp.53-61, 1974.
- 14) 赤井浩一, 足立紀尚 : 有効応力よりみた鮫和粘性土の一次元圧密と強度特性に関する研究, 土木学会論文報告集, No.113, pp.11-27, 1965.