

# 異方降伏関数に基づく $K_0$ 正規圧密粘土の非排水強度

寒河江健也\*1・外崎明\*2・赤石勝\*3

## UNDRAINED STRENGTH OF $K_0$ NORMALLY CONSOLIDATED CLAYS BASED ON AN ANISOTROPIC YIELD FUNCTION

by

Kenya SAGAE, Akira TONOSAKI and Masaru AKAISHI

(Received on Sept. 30, 2002, accepted on Nov. 25, 2002)

### Abstract

Undrained triaxial compression and extension stress strain behavior of saturated remolded clay consolidated under the  $K_0$  stress condition is investigated. Test results indicate that the effective stress path is affected by the stress condition during consolidation. Based on the test results, the authors propose a new method of predicting the undrained compression and extension strength of  $K_0$  normally consolidated clays using an anisotropic yield function, which is derived from the shape of the observed effective stress path. The applicability of the proposed method is examined by comparing the calculated and observed undrained shearing behaviors.

**Key words :** normally consolidated clay, undrained shear strength, yield function

### 1. 緒言

軟弱な粘性土地盤に対する載荷直後の短期安定問題は、全応力法 ( $\phi_v=0$ 法) で検討されることが多い。有効応力法では地盤内に発生する過剰間隙水圧の推定が困難であり、鉛直有効応力との比から求める非排水強度を用いた全応力法が有効応力法より簡単で信頼度が高いと考えられている。<sup>1), 2)</sup> 非排水強度 $S_u$ と鉛直有効応力 $\sigma_v$ との比として定義される非排水強度変化率 $S_u/\sigma_v$ に関する研究によると、その値は試験条件によって変化することが知られている。<sup>3), 4)</sup> たとえば、圧密非排水三軸試験から得られる等方正規圧密粘土の $S_u/\sigma_v$ 値は、 $K_0$ 正規圧密粘土のそれより大きく、 $K_0$ 正規圧密粘土の三軸圧縮試験から得られる $S_u/\sigma_v$ 値は、伸張試験から得られるそれより大きいことが知られている。<sup>5)</sup>

載荷前の地盤は、 $K_0$ 圧密状態にあるため三軸試験では $K_0$ 圧密が望ましいと考えられるが、等方圧密の方が簡単のため多くの場合等方圧密試料のせん断試験が実施されている現状と思われる。しかし、 $K_0$ 圧密された粘土の非排水せん断強度には、等方圧密のそれより二次圧密の影響が強く反映されているため、非排水圧縮・伸張強度は、 $K_0$ 圧密試料に対する非排水圧縮試験から得られる $S_u/\sigma_v$ 値を基本にするのが望ましい。<sup>6), 7)</sup> 等方圧密試料に対する非排水せん断試験結果から誘導された修正Cam Clayモデルによる $S_u/\sigma_v$ 値の適用上の問題点はよく知られている。<sup>8)</sup> 降伏面が等方的に拡大する修正Cam Clayモデルでは、 $K_0$ 圧密試料の非排水伸張試験の非排水せん断挙動を的確に評価できないためと考えられる。

この報告は、 $K_0$ 正規圧密粘土の非排水三軸圧縮ならびに伸張試験において観察される有効応力経路から異方降伏面の形状を推定し、異方降伏関数を提案する。また、その異方降伏関数を用いた非排水三軸圧縮ならびに伸張強度の予測式を提案し、実験的に検証している。

Table 1 Physical properties of soils

	Gs	LL(%)	PL(%)	Grading (%)		
				clay	silt	sand
A	2.64	112.0	50.5	47.0	38.4	14.6
B	2.64	130.9	53.4	58.2	29.0	12.8
C	2.67	69.0	37.0	24.0	52.0	24.0
D	2.67	82.6	20.8	54.0	41.0	5.0

### 2. 試料および実験方法

東京近郊の沖積地盤から掘削採取した4種類の土試料を三軸圧密非排水試験に用いた。粘土試料の物理的性質をTable 1に示した。ソイルミキサーを用い液性限界以上の含水比で30分以上繰り返した粘土を一次元圧密容器に詰め98, 147あるいは196kPa鉛直圧力で予圧密した。予圧密終了後の粘土塊から高さ12cm、直径5cmの供試体を成形した。円柱供試体の上下ならび周囲に濾紙を巻き三軸室にセットした。予圧密時の鉛直圧力で1日間 $K_0$ 圧密した後、非排水圧縮あるいは伸張試験を実施した。非排水せん断時の軸ひずみ速度は、0.05%/minであり、全供試体に98 kPaのバックプレッシャーを作用させた。また、バックプレッシャーを軸圧と側圧を別々に加えているため、側圧一定ひずみ制御式伸張試験でも破壊するまでひずみ制御で実験が可能である。

### 3. 実験結果と考察

Fig. 1は、4種類の試料に対する $K_0$ 正規圧密非排水圧縮ならびに伸張試験の有効応力経路を示している。非排水せん断時の有効応力経路は、せん断前の初期降伏面の少し外側に位置することを考慮すると、 $K_0$ 圧密粘土の降伏面として回転、変形した精円形を推測しうる。

\*1 東日本旅客鉄道株式会社

\*2 金沢工業大学土木工学科教授

\*3 工学部土木工学科教授

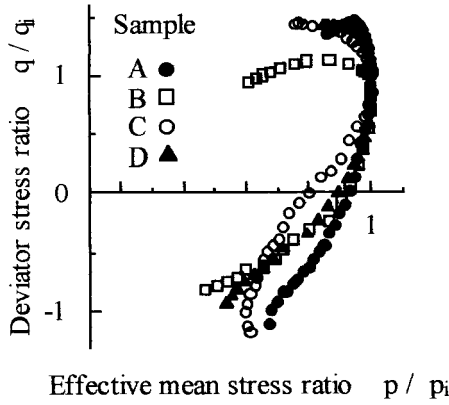


Fig. 1 Observed undrained path

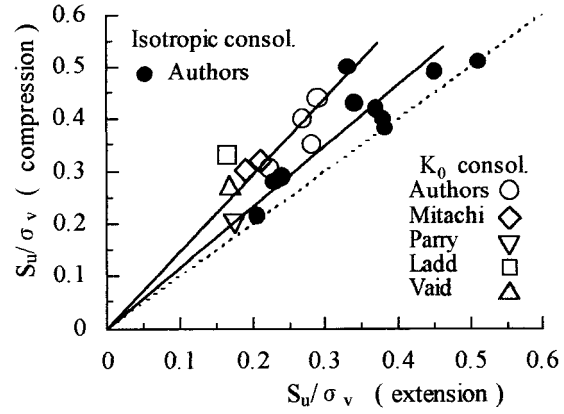


Fig. 2 Undrained strength

Fig. 2 は、既往の研究から引用した非排水三軸圧縮ならびに伸張試験の \$S\_u/\sigma\_v\$ の実測値と著者らの全試験結果から求めた \$S\_u/\sigma\_v\$ 値をプロットしたものである。<sup>3), 6), 9), 10), 11)</sup> Fig. 2 には比較のため著者らが別途実施した等方圧密試料の \$S\_u/\sigma\_v\$ 値も黒丸印で記入している。伸張試験より圧縮試験の \$S\_u/\sigma\_v\$ 値が大きく、その差は等方圧密試料より \$K\_0\$ 圧密試料の方が大きくなる傾向が Fig. 2 より観察される。等方圧密試料の非排水三軸試験から推測された等方的に膨張する楕円形降伏面を採用する修正 Cam Clay モデルでは、圧縮・伸張両試験の \$S\_u/\sigma\_v\$ 値の大きさは、等しくなる。Fig. 1 と Fig. 2 の実測値から \$K\_0\$ 圧密粘土の降伏面として修正 Cam Clay モデルの降伏面を变形回転した楕円形が適していると考えられる。

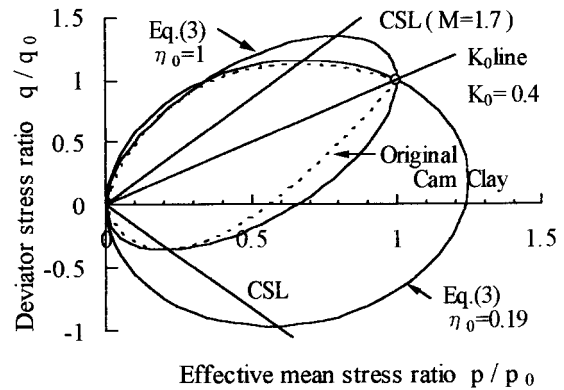


Fig. 3 Anisotropic yield surface

#### 4. 異方降伏関数と有効応力経路

##### 4. 1 応力ひずみ関係と有効応力経路

弾塑性理論に基づく正規圧密粘土の体積ひずみ \$\delta v\$ と応力の増分関係は、式 (1) で表される。

$$\delta v = \left( \frac{1}{H} \frac{\partial F}{\partial p} \frac{\partial Q}{\partial p} + \frac{1}{K} \right) * \delta p + \left( \frac{1}{H} \frac{\partial F}{\partial q} \frac{\partial Q}{\partial p} \right) * \delta q \quad (1)$$

ここに、\$F\$ は降伏関数、\$Q\$ は塑性ポテンシャル、\$K\$ は体積弾性係数、\$p\$ は平均有効応力、\$q\$ は偏差応力、硬化関数 \$H\$ は塑性体積ひずみ \$\delta v^p\$ を用いた式 (2) で表される。また、この報告の応力はすべて有効応力であり、有効応力を示すプライムを省略する。

$$H = - \frac{\partial F}{\partial v^p} \frac{\partial Q}{\partial p} \quad (2)$$

式 (2) を式 (1) に代入すると塑性ポテンシャル \$Q\$ は消去され、体積ひずみは、塑性ポテンシャルに影響されることが明らかである。圧密後でせん断試験前の降伏面は、非排水せん断試験時の有効応力経路の少し内側に位置する。この報告では、3章の実験結果で観察された有効応力経路の形状から推定した式(3)に示す異方降伏関数を採用する。

$$F = q^2 - 2\eta_0 pq + \eta_0^2 pp_0 + M^2 (p^2 - pp_0) = 0 \quad (3)$$

ここに、\$M\$ は、限界状態線の勾配、\$\eta\_0 (= q\_0/p\_0)\$ と \$p\_0\$ は、それぞれ \$K\_0\$ 圧密時の応力比と平均有効応力である。等方圧密時

\$\eta\_0 = 0\$ で \$F\$ は、修正 Cam Clay モデルのそれに一致する。

式(1)で示す異方降伏面の一例を Fig. 3 に実線で示した。有効応力比 \$\eta\_0 = 0.19\$ により降伏面が回転し等方降伏面に近づくのがわかる。比較のため Roscoe らのオリジナル Cam Clay モデルの対称軸を原点の周りに \$K\_0\$ 線まで回転させた異方降伏面を Fig. 3 中に点線で示した。\$K\_0\$ 圧密時応力点で異方降伏面は楕円のため円滑であるが、オリジナル Cam Clay の降伏面は、鋭角となり微分できない。

式 (1) の体積ひずみ増分 \$\delta v = 0\$ とすれば、非排水せん断時の有効応力経路に関する式 (4) が得られる。

$$\frac{p}{p_0} = \left[ \frac{M^2 - \eta_0^2}{M^2 - 2\eta_0\eta + \eta^2} \right]^\Lambda \quad (4)$$

ここに、\$\Lambda = 1 - \kappa / \lambda\$、\$\lambda\$ と \$\kappa\$ は、それぞれ圧縮ならびに膨張曲線の勾配である。

また、非排水せん断時の有効応力経路を示す式から限界状態時 \$\eta = \pm M\$ (正符号は圧縮、負符号は伸張試験) における非排水せん断強度を求められる。圧縮・伸張両試験の \$S\_u/\sigma\_v\$ は、式 (5) で表される。

$$S_u / \sigma_v = M(1 + 2K_0) [(1 \pm \eta_0 / M) / 2]^\Lambda / 6 \quad (5)$$

式(5)から \$K\_0\$ 正規圧密粘土の非排水三軸伸張ならびに圧縮試験における非排水強度変化率の比 \$R\$ を求めると、式(6)が得られる。

$$R = \frac{(S_u / \sigma_v)_{K_0NE}}{(S_u / \sigma_v)_{K_0NC}} = \left[ \frac{M - \eta_0}{M + \eta_0} \right]^\Lambda \quad (6)$$

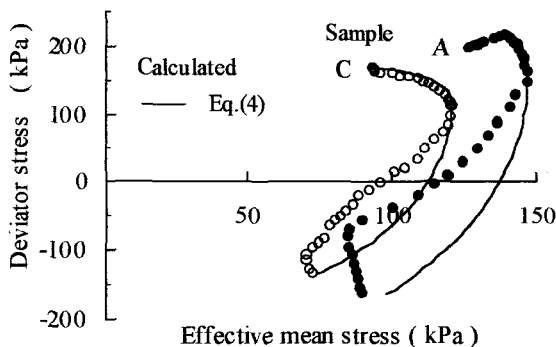


Fig.4 Calculated and observed undrained path

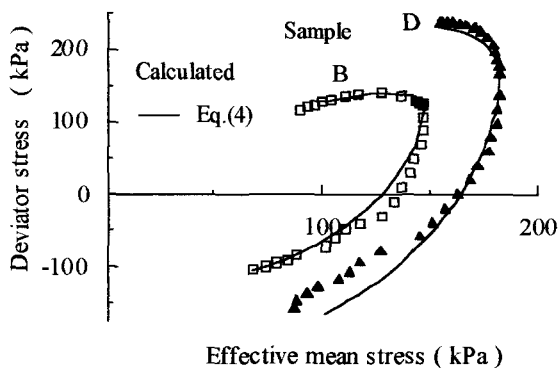


Fig.5 Calculated and observed undrained path

Table 2 Soil constants

	$\lambda$	$\kappa$	M	$K_0$
A	0.20	0.05	1.56	0.40
B	0.75	0.19	1.31	0.46
C	0.11	0.02	1.81	0.43
D	0.19	0.05	1.53	0.43

Table 3  $R = Su / \sigma_v$

	$Su/\sigma_v$ ( A )		$Su/\sigma_v$ ( B )		R : Eq.(6)	
	(1)	(2)	(1)	(2)	(1)	(2)
A	0.41	0.37	0.27	0.26	0.66	0.70
B	0.31	0.58	0.22	0.37	0.71	0.64
C	0.35	0.31	0.27	0.30	0.77	0.98
D	0.40	0.36	0.27	0.30	0.68	0.83

(A) = Compression , (B) = Extension

(1) = Observed & (2) = Calculated

4. 2 計算結果と実測値の比較

非排水せん断試験の再現計算に必要な土質定数を求めTable 2に示した。これらの定数と式(4)を用いて計算した非排水せん断試験における有効応力経路を実測値と比較したのがFig. 4とFig. 5である。図中実線で示した式(4)による有効応力経路の計算結果は、実測有効応力経路にかなり近い。修正Cam clayモデルによる伸張試験の有効応力経路の予測では、等方降伏面のためせん断初期に弾性挙動が計算される難点が存在するが、この報告では式(3)に示した異方降伏関数を採用したためその難点は克服されている。

Table 3は、式(5)で計算した $Su / \sigma_v$ 値を実測値と比較している。ひずみ軟化を示す試料Bを除き式(5)による計算値は、実測値にかなり近い。式(6)を用いて計算したRも実測値によく一致している。異方降伏関数の採用で伸張ならびに圧縮試験における $K_0$ 正規圧密粘土の非排水強度変化率の違いを説明できることが明らかである。

5. 結言

変形・回転した楕円形状を示す異方降伏関数を用いて計算した $K_0$ 正規圧密粘土の圧密非排水三軸圧縮ならびに伸張試験の有効応力経路と非排水強度について検討した。得られた結果を要約すると次のようである。

- (1) 異方降伏関数を用いて予測した圧密非排水圧縮ならびに伸張試験の有効応力経路は、せん断初期から限界状態に到達するまで実験結果に近いものになる。
- (2) 異方降伏関数の採用で非排水圧縮ならびに伸張試験における $K_0$ 正規圧密粘土の非排水強度変化率の違いを表現しうる。

参考文献

1) Hanzawa, H. : Undrained strength characteristics of an alluvial marine clay in Tokyo Bay, *Soils and Foundations*, Vol.19, No.4, pp.69-84, 1979.

- 2) 中瀬明男・小林正樹・勝野克：圧密および膨張による飽和粘土のせん断強度の変化、港湾技術研究所報告,第8巻,第4号,pp.103-141,1969.
- 3) Ladd, C.C. : Stress strain behavior of anisotropically consolidated clays during undrained shear, *Proc., 6<sup>th</sup> ICSMFE*, Vol.1, pp.282-286, 1965.
- 4) 太田秀樹：地盤工学における最近の話題、最近の土質基礎に関する講習会講演資料,土質工学会,pp.19-40,1986.
- 5) 柴田徹：飽和粘土の強度増加率  $cu/p$  について、第20回土質工学シンポジウム論文集,pp.129-137, 1975.
- 6) 三田地利之・小野丘：過圧密状態の粘土の非排水強度推定法、土と基礎, No.326, pp.21-28, 1985.
- 7) 稲田増徳・赤石勝・寒河江健也：強度増加率に関する一考察、土質工学会論文集, Vol.21, No.1, pp.139-145, 1981.
- 8) Yasuhara, K. and UE, S. : Increase in undrained shear strength due to secondary compression, *Soils and Foundations*, Vol.23, No.3, pp.50-63, 1983.
- 9) Parry, R.H.G. : Triaxial compression and extension tests on remolded saturated clay, *Geotechnique*, Vol.10, No.4, pp.166-180, 1960.
- 10) Mitachi, T. and Kitago, S. : Change in undrained shear strength characteristics of saturated remolded clay due to swelling, *Soils and Foundations*, Vol.15, No.4, pp.61-79, 1976.
- 11) Vaid, Y.P. and Campanella, R.G. : Triaxial and plane strain behavior of natural clay, *Proc., ASCE*, Vol.100, GT3, pp.207-224, 1974.