

## 高塑性な正規圧密粘性土の分岐解析

志比 利秀\*・亀井 健史\*・東原 聡子\*\*

### Bifurcation analysis of normally consolidated cohesive soils with high plasticity index

Toshihide Shibi\*, Takeshi Kamei\* and Satoko Higashihara\*\*

#### Abstract

Bifurcation behavior of soils with higher plasticity index occurs at smaller stress ratios compared to soils with lower plasticity index: it is, therefore, important to carry out bifurcation analysis on normally consolidated cohesive soils with high plasticity index (PI=100). We studied bifurcation analysis using a non-coaxial Cam-clay model of normally consolidated cohesive soils during undrained shear under plane strain condition.

The results show that the bifurcation stress ratio of the antisymmetric first deformation mode decreases with increasing plasticity index. However, bifurcation stress ratios of other deformation modes do not vary with plasticity index. In the case of soils with high plasticity index, maximum shear strain is clearly localized.

**Key words:** bifurcation, undrained shear, plane strain condition, plasticity index, strain localization

#### はじめに

わが国の多くの土構造物の設計基準に用いられる一軸圧縮強さは、土の応力-ひずみ曲線における応力の最大値を示しており一般に  $q_u$  値と表される。また、 $q_u$  値を用いた地盤の円弧すべり解析は、破壊現象をよく再現できるといわれている (Nakase, 1967)。しかしながら、土供試体は突然破壊するのではなく、破壊する前には変形が生じ、その後せん断帯に認められるひずみの局所化から変形の局所化を経て、すべり面等の変位の不連続を伴う破壊へと至る。すなわち、土供試体は応力の最大値に至る前に破壊の前兆現象となるひずみおよび変形の局所化を内包することになる。したがって、このようなひずみおよび変形の局所化が土供試体内に存在する状態は、土供試体にとって極めて不安定な状態となる。

一方、分岐解析 (分岐荷重・分岐モード解析) から得られる分岐荷重も一軸圧縮強さと同様に土の強さを示す一つの指標であるが、一軸圧縮強さとは異なり、土供試体が均一変形状態を保つ (要素試験と考えられる) 限界の荷重を表している。すなわち、分岐荷重はひずみの局所化が生じるときの荷重を示している。したがって、実際の施工現場等において、破壊へと至る前兆現象が生じる前に地盤に対策を講じるためには、分岐荷重を把握することは工学的に極めて重要となる。

このような分岐現象に着目した研究が近年精力的に行われている。粘性土に対する実験的な試みとしては、Saada *et al.* (1994) が、中空円筒ねじり試験を用いて供試体にせん断帯

が生成されるときに応力やせん断帯の傾きの角度を調べている。砂質土に対しては、Saada *et al.* (1999) や Alshibli *et al.* (2000) が行っている。前者は中空円筒ねじり試験結果からせん断帯生成応力やせん断帯の傾きを、後者は平面ひずみ2軸圧縮条件下の実験結果に基づいて、拘束圧が変化することによりせん断帯の生成角度も変化することを報告している。

有限要素法を用いた数値解析的な試みとしては、Asaoka and Noda (1995) や小林ほか (1999) が、一般には困難な分岐点の解析を避け、供試体形状に初期不整を与え様々な非一様変形を誘導し、せん断帯の生成を示している。また、要素内に変位不連続を組み込んだ強不連続解析を用いた解析例も最近盛んに報告されている (例えば、Borja *et al.*, 2000)。

理論的な手法としては、有限変形理論に基づいた分岐解析がある。例えば、志比・亀井 (2000) は、土質定数の違いが正規圧密粘性土の分岐荷重に及ぼす影響を調べるため、低塑性な土 (PI=10) から比較的高塑性な土 (PI=30, 50) に対する分岐解析を行い、低塑性な土より比較的高塑性な土の方が分岐荷重が低くなることを指摘している。このことから、高塑性な粘性土ほど分岐荷重が低くなるのが容易に予測されることから、高塑性な土の分岐荷重を明らかにしておくことは工学的に非常に有意であると考えられる。

そこで本研究では、平面ひずみ条件下において高塑性な土 (PI=100) の圧縮せん断試験をする場合について分岐解析を行い、分岐荷重および分岐時の最大せん断ひずみ分布を求めた。さらに、本解析結果と低塑性から比較的高塑性な土 (PI=10~50) の分岐荷重および分岐時の最大せん断ひずみ分布との比較を行い、分岐解析結果にみる高塑性な粘性土の諸特徴について考察している。

\* 島根大学総合理工学部地球資源環境学科  
Department of Geoscience, Interdisciplinary Faculty of Science and Engineering, Shimane University, Matsue, 690-8504, Japan

\*\* (株)ウエスコ 〒700-0033 岡山市島田本町 2-5-35

## 有限変形 Cam-clay モデル

土の力学的挙動を表すモデル、すなわち土の構成方程式は解析対象の挙動を支配する重要な役割を果たす。このような土の構成方程式の一つに Cam-clay モデルがある。このモデルは、Roscoe *et al.* (1963) により提案された微小変形理論に基づいた土の弾塑性モデルであり、必要とされる土質定数は4種類と少ないにもかかわらず、粘性土の圧密・せん断挙動を統一的に表現することができる。

しかしながら、本研究において取り扱うような分岐現象は、幾何学的非線形性が増分釣合式等に及ぼす影響を考慮する必要がある。そこで、上記の微小変形における Cam-clay モデルを有限変形に拡張したモデルを用いるものとする。

まず、全 Cauchy 応力  $\mathbf{T}$  と間隙水圧  $u$  を用いると、土骨格に働く有効 Cauchy 応力  $\mathbf{T}'$  は次式で与えられる。

$$\mathbf{T}' = \mathbf{T} + u\mathbf{I} \quad (1)$$

このとき、Cam-clay モデルに用いられる平均有効主応力  $p'$  と一般化された偏差応力  $q$  は、それぞれ次式で定義される。

$$p' = -\frac{1}{3}\text{tr}\mathbf{T}', \quad \sqrt{\frac{3}{2}}\mathbf{S} \cdot \mathbf{S} \quad (2)$$

ここで、 $\mathbf{S}$  は有効 Cauchy 応力  $\mathbf{T}'$  の偏差成分である。なお、本研究では、全応力  $\sigma$ 、平均有効主応力  $p'$ 、間隙水圧  $u$  および体積ひずみ  $v$  は土質力学の慣例に従い圧縮側および収縮側を正とするが、それら以外の物理量は一般の有限変形理論において定義されているように引張り側および伸張側を正とする。

このとき、有限変形 Cam-clay モデル (Yatomi *et al.*, 1989) の降伏関数は次式により与えられる。

$$f = \frac{\lambda - \kappa}{1 + e} \ln \frac{p'}{p_0} + D\eta - v^p \quad (3)$$

ここで、 $\eta = q/p'$  であり、 $D$  はダイレイタンシー係数、 $M$  は限界状態における応力比、 $p_0$  は先行圧密応力、 $v^p$  は塑性体積ひずみを表している。最終的に有限変形 Cam-clay モデルの構成方程式は次式により表される。

$$\dot{\mathbf{T}}'_{ij} = \left\{ \left( \bar{K} - \frac{2}{3}\bar{G} \right) \delta_{ij} \delta_{kl} + \bar{G} (\delta_{ik} \delta_{jl} + \delta_{il} \delta_{jk}) - \frac{1}{\bar{G} + \bar{K}\bar{\beta}^2 + h} \left[ \frac{\bar{G}}{\bar{\tau}} S_{ij} - \bar{K}\bar{\beta} \delta_{ij} \right] \left[ \frac{\bar{G}}{\bar{\tau}} S_{kl} - \bar{K}\bar{\beta} \delta_{kl} \right] \right\} D_{kl} \quad (4)$$

ここで  $\bar{\tau} = \sqrt{S_{ij}S_{ij}}/2$ 、 $\bar{\beta} = (M - \eta)/\sqrt{3}$  である。また、 $\bar{K} = \{(1+e)/\kappa\} p'$  は体積弾性係数、 $\bar{G} = \{3(1-2\nu)\bar{K}\}/\{2(1+\nu)\}$  はせん断弾性係数、 $h = (\bar{\beta}p')/(\sqrt{3}D)$  は硬化係数を表す。

式 (4) において表されたモデルは有効 Cauchy 応力の偏差成分の主軸と塑性ひずみ増分の主軸が一致しており (共軸)、共軸 Cam-clay モデル (以下、共軸モデル) と呼ばれる。

せん断帯の生成や拡散分岐モードのような分岐現象の解析には、上記の共軸モデルより、両主軸が一致しない非共軸 Cam-clay モデル (以下、非共軸モデル) を用いた方が実際現象をうまく説明できることが報告されている。非共軸モデルの構成方程式は、式 (4) において、物質パラメータを以下のように置き換えることによって与えられる。

$$\bar{G} \rightarrow \frac{h_1\bar{G}}{h_1 + \bar{G}}, \quad \bar{K} \rightarrow \frac{(h_1 - h)\bar{K}}{h_1 - h - \bar{\beta}^2\bar{K}}, \quad \bar{\beta} \rightarrow \frac{h_1\bar{\beta}}{h_1 - h}, \quad h \rightarrow \frac{h_1h}{h_1 - h} \quad (5)$$

ただし、 $h_1 = (\bar{\beta}p')/(\sqrt{3}A)$  は第2硬化係数である。第2硬化係数に含まれる  $A (>0)$  は非共軸パラメータと呼ばれる。なお、 $A=0$  の場合には各物質パラメータは共軸モデルの場合と一致する。

粘土供試体が平面ひずみ条件下において非排水変形する場合 ( $D_{33}=0$ ,  $D_{11}+D_{22}=0$ ) には、式 (4) は次式のように書き換えられる。

$$\left. \begin{aligned} \dot{T}'_{11} - \dot{T}'_{22} &= 2\mu^*(D_{11} - D_{22}) \\ \dot{T}'_{12} &= 2\mu D_{12} \end{aligned} \right\} \quad (6)$$

$$\mu^* = \frac{\bar{h}\bar{G}}{\bar{h} + \bar{G}}, \quad \mu = \frac{h_1\bar{G}}{h_1 + \bar{G}} \quad (7)$$

ここで、 $\mu^*$ 、 $\mu$  はそれぞれ  $45^\circ$  せん断と単純せん断に対する剛性係数であり、 $\bar{h}$  は  $\bar{K}\bar{\beta}^2 + h$  を表す。上式より、 $\mu^*$  は、非共軸パラメータ  $A$  と無関係である。すなわち、 $45^\circ$  せん断に対する剛性は、共軸モデルと非共軸モデルの違いによらず等しいことがわかる。一方、 $\mu$  は、 $A$  の値が大きくなると小さくなる。したがって、非共軸モデルの場合は共軸モデルの場合より、単純せん断に対する剛性が小さな値となり、供試体中に単純せん断変形が生じ易いことがわかる。

## 土質定数の決定法

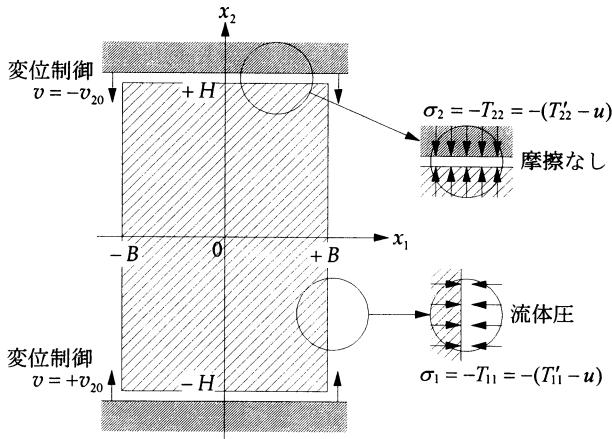
本解析に適用した土質定数は、広範な土の種類への適応性と簡便性という観点から、Kamei (1985, 1989) および Nakase *et al.* (1988) によって提案されている土質定数決定法に基づいて決定した。この決定法によれば、土質定数は塑性指数 (PI) のみによって決定され、それによって得られた解析結果は三軸試験による要素試験 (Nakase *et al.*, 1988; Kamei and Sakajo, 1995; Kamei, 1995, 1996) 遠心載荷実験によるモデル実験 (Kamei, 1985, 1995)、実地盤の変形挙動 (Sakajo and Kamei, 1996; Kamei and Sakajo, 1998) を非常に精度よく表現できることがすでに実証されている。第1表にこの土質定数決定法を示す。ここで、 $\lambda$  と  $\kappa$  はそれぞれ自然対数表示による圧縮指数と膨潤指数であり、 $N$  は正規圧密曲線上において  $p' = 98$  kN/m<sup>2</sup> のときの比体積  $(1+e)$  を表し、 $M$  は限界状態における応力比、 $D$  はダイレイタンシー係数、 $\nu$  はポアソン比である。

## 分岐条件式

正規圧密粘性土では、非排水せん断強さが排水せん断強度

第1表 本解析に用いた土質定数決定手法 (Kamei, 1985, 1989; Nakase *et al.*, 1988)

$\lambda = 0.02 + 0.0045 \text{ PI}$
$\kappa = 0.00084(\text{PI} - 4.6)$
$N = 1.517 + 0.019 \text{ PI}$
$M = 1.65$
$D = 0.00082 \text{ PI} + 0.0159$



第1図 分岐時の供試体概形

より小さいことや、透水係数の低い粘性土地盤においては極めてゆっくり载荷を行わないかぎり地盤内の間隙水は流れないと考えられることから、非排水せん断強さを把握することが重要となる。したがって、本研究では、正規圧密粘土供試体が平面ひずみ条件下において非排水圧縮せん断される場合を考える。境界条件は、供試体の両側面には一定水圧を与え（その際、側面に働く全応力を  $\sigma_i = \sigma'_i + u$  とする）、上下方向に変位制御により圧縮するものとする（その際、両端面に働く全応力を  $\sigma_2 = \sigma'_2 + u$  とする）。なお、このとき供試体の上下端面には、摩擦は働かないものとし、分岐の生じる瞬間  $t = t$  まで供試体は均一な変形を続けるものとする。したがって、分岐の生じる瞬間までは、供試体内の力学的状態量は均一な状態を保持する。また、供試体は分岐が発生する瞬間に幅  $2B$ 、高さ  $2H$  の長方形供試体へと変形したものと仮定する（第1図）。

均一変形状態にある供試体の変形は、軸方向载荷に対して、常に均一変形を続けることが可能である。したがって、ある瞬間に供試体の変形が非均一変形へと移行できる場合には、供試体は均一変形、あるいは非均一変形という異なる2種類の変形挙動をとること（変形挙動の分岐）が可能となる。非均一変形状態へと移行すると、局部的にひずみや応力が集中し、材料は破壊しやすくなる。したがって、均一変形状態から非均一変形状態へと移行する点を把握することは材料のせん断強さを発揮させるためには重要である。

分岐条件式とは、分岐が生じるとき、すなわち供試体の変形が均一変形状態から非均一変形状態へと移行するときの条件式のことである。その条件式より、非均一変形状態へと移行するときの応力比  $\eta$  が得られる。なお、分岐条件式の誘導フローチャートを第2図に、その結果得られる分岐条件式を第2表に示す。

## 解析結果

本研究では、高塑性な粘性土の分岐荷重および分岐時の最大せん断ひずみの分布性状を調べるために、第1表に示した土質定数決定法から求められた  $PI=100$  を有する粘性土の土

質定数を用いて分岐解析を行った。また、共軸パラメータ  $A$  の値は、志比ほか（2000 a）がすでに分岐解析により  $0 < A \leq 0.02$  の範囲において検証し適当であると報告している  $0.01$  を用いる。したがって、本研究で用いる土質定数は第3表に示す通りとなる。

供試体寸法比は、圧縮载荷の進展に伴い変化していくため、一般に分岐時の供試体寸法比は未知となる。そこで本研究では、分岐時の供試体の高さを幅の2倍と仮定する（例えば、土質工学会編、1991）。

また、粘土のような摩擦性材料の場合、平均有効主応力が大きいほど、せん断強さが大きくなるので、本研究のような均一多軸条件下での分岐荷重は、軸応力や主応力差よりも、応力比  $\eta$  が物理的に最も合理的な分岐荷重の定義であると考えられる。したがって、本研究では、分岐時の応力比  $\eta = \eta_c$  を「分岐荷重」と呼ぶこととする。

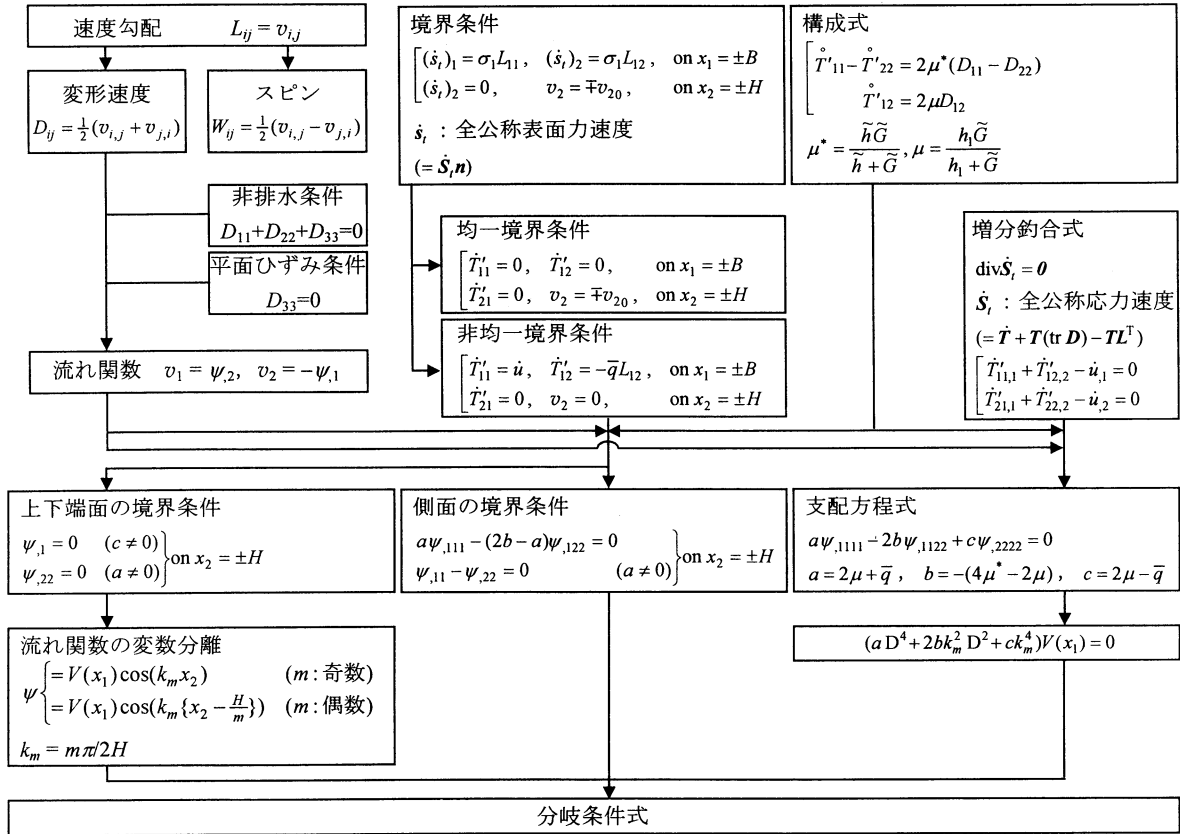
## 1. 分岐荷重

第3図は、 $PI=100$  を有する高塑性な粘性土に対する分岐荷重と変形モード（1～10）の関係を示している。図より、共軸モデルを用いた場合には、非対称1, 2, 5, 6, 9, 10変形モードと対称3, 4, 7, 8変形モードに対する分岐荷重が存在することが確認される。しかしながら、表現できない変形モードが多いことがわかる。一方、非共軸モデルの場合には、対称1次および2次変形モードを除いては分岐荷重が存在する結果となり、粘性土供試体の多岐にわたる変形形態が説明可能であることが示唆される。また、全ての変形モードにおいて、非共軸モデルを用いた解析結果が共軸モデルを用いた解析結果より小さな分岐荷重を与える結果となっている。これらの結果は、非共軸モデルが共軸モデルに比べて単純せん断変形が生じ易いモデルであるため、既往の報告（例えば、志比・亀井、2000）とも一致する。

本研究においても、以下の議論は、多岐にわたる変形形態が説明可能である非共軸モデルに対して行うものとする。

分岐荷重は、変形モードが3を超える場合には1.58程度（限界状態の96%）、最も小さな値となる非対称1次変形モードの場合には1.35程度（限界状態の82%）まで低下する。すなわち、分岐理論的には、 $PI=100$  を有する土の非排水せん断強さは、限界状態の8割程度と考える方が安全である。

次に、 $PI=100$  の場合における各変形モードと分岐荷重の結果と志比・亀井（2000）が示した  $PI=10, 30, 50$  の場合における結果を合わせて第4図に示す。なお、3種類の粘性土の土質定数は、第3表に示す通りである。変形モードは、代表的なものとして、非対称1, 4, 8次変形モードと対称4, 8次変形モードを示す。図より、4, 8次のような比較的高次な変形モードの場合の分岐荷重は、塑性指数の増加に伴わずかに低下する傾向にある。その分岐荷重は、低塑性な土 ( $PI=10$ ) の場合には1.61程度であり、本研究で得られた高塑性な土 ( $PI=100$ ) の場合でも1.56～1.60程度の範囲に収まる。すなわち、比較的高次な変形モードの場合には、塑性指数および変形モードは分岐荷重にあまり影響を及ぼさないと考えられる。比較的高次な変形モードの分岐現象は、縦の長さ

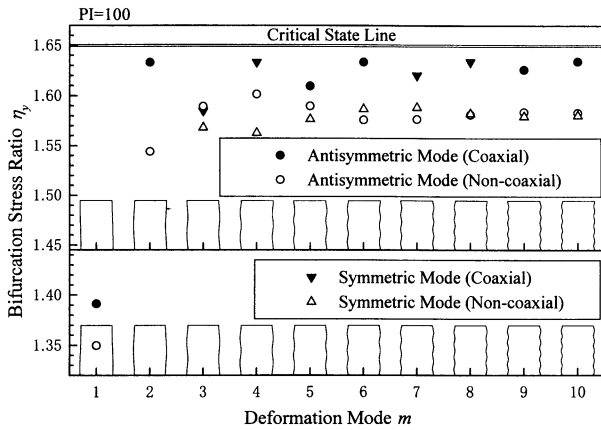


第2図 分岐条件式の誘導フローチャート

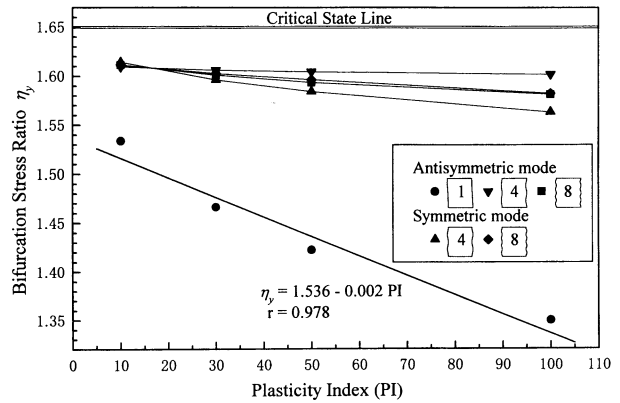
第2表 各領域の判別条件,  $V(x_1)$  の一般解, および分岐条件式 ( $A_1, A_2$ : 未定定数,  $a = 2\mu + \bar{q}$ ),  $b = -(4\mu^* - 2\mu)$ ,  $c = 2\mu - \bar{q}$ )

	判別条件	$P, Q$ と $a, b, c$ の関係		$V(x_1)$ の一般解	分岐条件式
EC 領域	$b^2 - ac < 0$	$P^2 - Q^2 = \frac{b}{a}$ $P^2 + Q^2 = \sqrt{\frac{c}{a}}$	対称 モード	$* \Re[(A_1 + iA_2) \sin\{(P + iQ)k_m x_1\}]$	$\frac{Q \sin(2Pk_m B)}{P \sinh(2Qk_m B)} = \frac{(a-c)\sqrt{a-2(a-b)\sqrt{c}}}{(a-c)\sqrt{a+2(a-b)\sqrt{c}}}$
			非対称 モード	$* \Re[(A_1 + iA_2) \cos\{(P + iQ)k_m x_1\}]$	$\frac{Q \sin(2Pk_m B)}{P \sinh(2Qk_m B)} = -\frac{(a-c)\sqrt{a-2(a-b)\sqrt{c}}}{(a-c)\sqrt{a+2(a-b)\sqrt{c}}}$
EI 領域	$b^2 - ac > 0,$ $\frac{b}{a} < 0,$ $2\mu >  \bar{q} $	$P^2 - Q^2 = \frac{2\sqrt{b^2 - ac}}{a}$ $P^2 + Q^2 = -\frac{2b}{a}$	対称 モード	$A_1 \sin(Pk_m x_1) + A_2 \sin(Qk_m x_1)$	$\frac{P \tanh(Qk_m B)}{Q \tanh(Pk_m B)} = \frac{(1 + P^2)^2}{(1 + Q^2)^2}$
			非対称 モード	$A_1 \cos(Pk_m x_1) + A_2 \cos(Qk_m x_1)$	$\frac{P \tanh(Pk_m B)}{Q \tanh(Qk_m B)} = \frac{(1 + P^2)^2}{(1 + Q^2)^2}$
H 領域	$b^2 - ac > 0,$ $\frac{b}{a} > 0,$ $2\mu >  \bar{q} $	$P^2 - Q^2 = \frac{2\sqrt{b^2 - ac}}{a}$ $P^2 + Q^2 = \frac{2b}{a}$	対称 モード	$A_1 \sinh(Pk_m x_1) + A_2 \sinh(Qk_m x_1)$	$\frac{P \tan(Qk_m B)}{Q \tan(Pk_m B)} = \frac{(1 - P^2)^2}{(1 - Q^2)^2}$
			非対称 モード	$A_1 \cosh(Pk_m x_1) + A_2 \cosh(Qk_m x_1)$	$\frac{P \tan(Pk_m B)}{Q \tan(Qk_m B)} = \frac{(1 - P^2)^2}{(1 - Q^2)^2}$
P 領域	$2\mu <  \bar{q} $	$P^2 - Q^2 = \frac{2b}{a}$ $P^2 + Q^2 = \frac{2\sqrt{b^2 - ac}}{a}$	対称 モード	$A_1 \sin(Pk_m x_1) + A_2 \sinh(Qk_m x_1)$	$\frac{P \tanh(Qk_m B)}{Q \tan(Pk_m B)} = \frac{(1 - P^2)^2}{(1 + Q^2)^2}$
			非対称 モード	$A_1 \cos(Pk_m x_1) + A_2 \cosh(Qk_m x_1)$	$\frac{P \tan(Pk_m B)}{Q \tanh(Qk_m B)} = \frac{(1 - P^2)^2}{(1 + Q^2)^2}$

\*  $\Re[\dots]$  は  $[\dots]$  の実数部分を表す。



第3図 分岐荷重  $\eta_y$  と変形モード  $m$  の関係および変形モード概形 (PI=100)



第4図 分岐荷重  $\eta_y$  と塑性指数 PI の関係 (A=0.01)

第3表 本解析に用いた土質定数

PI	$\lambda$	$\kappa$	$\nu$	$M$	$N$	$D$	$A$
100	0.470	0.080	0.333	1.65	3.417	0.0979	*0(0.01)
50	0.245	0.038	0.333	1.65	2.467	0.0569	*0(0.01)
30	0.155	0.021	0.333	1.65	2.087	0.0405	*0(0.01)
10	0.065	0.005	0.333	1.65	1.707	0.0241	*0(0.01)

\* 共軸モデルの場合は  $A=0$ ，非共軸モデルの場合は  $A=0.01$ 。

対して横の長さが十分長い場合に発生し易いことが報告されている (例えば、志比ほか、2000 b)。したがって、宅地造成などの面状に広い盛土に対して、比較的高次の分岐荷重を用いれば安全な設計が可能となる。

一方、1次変形モードの場合には、塑性指数が増加するに伴い分岐荷重が低下する傾向が明瞭に認められる。この関係を直線回帰すれば、次式が得られる。

$$\eta_y = 1.536 - 0.002 \cdot PI$$

したがって、1次変形モードが現れるような場合には、塑性指数の違いに注意して土の非排水せん断強さを算定する必要がある。このような1次変形モードの分岐荷重が重要になってくるのは、道路、鉄道などのように帯状に細長く延長の長い盛土が考えられる。

## 2. 最大せん断ひずみ分布とすべり面

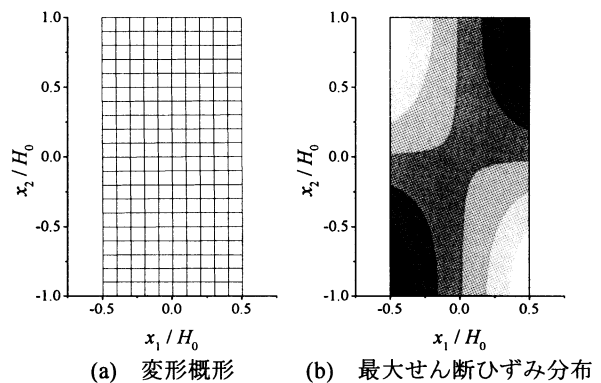
分岐解析の結果に基づき、分岐時の最大せん断ひずみの分布を求め、その結果を第5図～第7図に示す。各図 (a) は変形概形を、(b) は分岐時の最大せん断ひずみの分布を示している。ここで、変形概形は生じた変形を明瞭に示すため非均一変形量を100倍しており、最大せん断ひずみ分布は黒い部分が相対的に最大せん断ひずみが大きくなっている位置を示している。なお、本研究では、上記の「最大せん断ひずみが最大となる位置がすべり面が最も発生し易い位置」と仮定して議論する。

PI=100を有する粘性土の分岐時における供試体内の最大

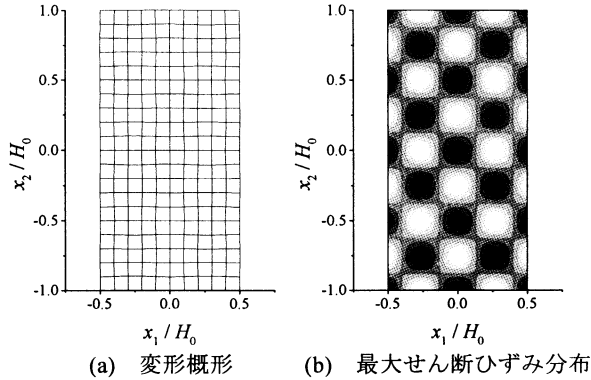
せん断ひずみ分布を示す。なお、代表的な変形モードとして、非対称1次変形モードと対称8次変形モードについて考える。

非対称1次変形モードが生じる場合には、共軸モデルと非共軸モデルの違いにより、最大せん断ひずみの分布に有意な差は認められなかった。したがって、非共軸モデルの結果を第5図に示す。

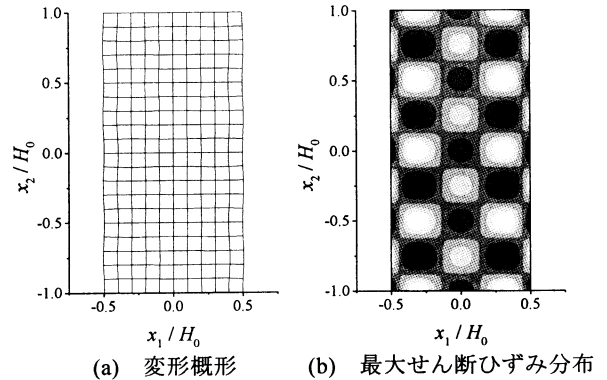
第5図 (a) に示すように供試体上端部が左側へ、下端部が右側へと張り出すような非対称1次変形モードが生じる場合には、供試体内の最大せん断ひずみ分布は、第5図 (b) に示



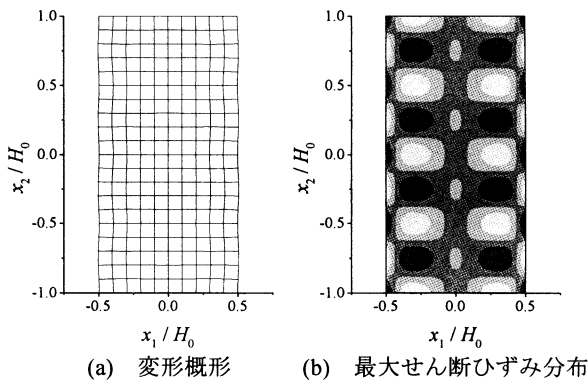
第5図 分岐時の変形概形および最大せん断ひずみの分布 (非対称1次モード・非共軸モデル・PI=100)



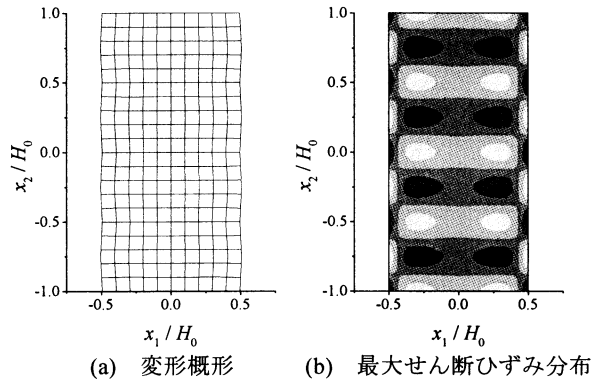
第6図 分岐時の変形概形および最大せん断ひずみの分布  
(対称8次モード・共軸モデル・PI=100)



第7図 分岐時の変形概形および最大せん断ひずみの分布  
(対称8次モード・非共軸モデル・PI=100)



第8図 分岐時の変形概形および最大せん断ひずみの分布  
(対称8次モード・非共軸モデル・PI=30)  
(志比・亀井, 2000)



第9図 分岐時の変形概形および最大せん断ひずみの分布  
(対称8次モード・非共軸モデル・PI=10)  
(志比・亀井, 2000)

す通りとなる。最大せん断ひずみの大きくなる位置は、供試体の上端部右側と下端部左側となることからわかる。したがって、すべり面は上端部右側および下端部左側付近から発生し始め、この2点を結ぶように破壊が進行していくものと推察される。このような破壊形態は実際の三軸圧縮試験等でよく観察される破壊形態に対応するものと考えられる。また、低塑性な土 (PI=10) や比較的高塑性な土 (PI=30, 50) の場合も、同様の最大せん断ひずみ分布が得られている (志比・亀井, 2000)。したがって、非対称1次変形モードの分岐が生じる場合には、塑性指数は最大せん断ひずみ分布にあまり影響を及ぼさない。

次に、対称8次変形モードが生じた場合の最大せん断ひずみ分布を示す。共軸モデルを用いた結果を第6図に、非共軸モデルを用いた結果を第7図に示す。変形概形は両図(a)に示すように表面付近がわずかに波打つような変形であり、実際の三軸圧縮試験では肉眼で観察されにくい変形を表す。

第6図(b)より、共軸モデルを用いた場合には、供試体内の最大せん断ひずみ分布は供試体内全体に周期的に最大せん断ひずみが最大となる位置が分布することが認められる。このとき、供試体内の破壊進展挙動は、最大せん断ひずみ最大の位置からすべり面が生じ始め、それらを結ぶように破壊が進行するものと推察される。このように供試体内全体に周期

的に最大せん断ひずみが最大となる位置が分布する傾向は塑性指数によらず一致している (志比・亀井, 2000)。したがって、共軸モデルを用いた場合は、塑性指数は最大せん断ひずみの分布性状にあまり影響を及ぼさないことが解析的に明らかとなった。

一方、非共軸モデルを用いた場合は、第7図(b)に示すように供試体側面近傍付近に最大せん断ひずみが大きくなる位置が集中している。したがって、すべり面は供試体側面近傍の最大せん断ひずみの大きな位置から生じ始め供試体内側へと進展すると考えられる。また、非共軸モデルを用いる場合には、塑性指数の違いにより、比較的高次な変形モードの最大せん断ひずみの分布性状が異なることが報告されている (志比・亀井, 2000)。第8図と第9図にそれぞれ比較的高塑性な土 (PI=30) と低塑性な土 (PI=10) の最大せん断ひずみ分布の結果を示す。

第7図～第9図の(b)が示すように、非共軸モデル用い、高次変形モードが生じる場合には、供試体側面近傍に最大せん断ひずみの局所化が認められ、その傾向は塑性指数が増加するに伴い顕著となることからわかる。したがって、塑性指数はひずみの局所化に影響を及ぼすことが解析的に示された。

## 結 論

非共軸モデルを用いた分岐解析結果は、共軸モデルを用いた結果と比較して、変形に関する実際現象をよく表現できることを解析的に示唆した。その結果得られた主要な結論を以下に列記する。

- (1) 高塑性な粘性土 ( $PI=100$ ) の分岐荷重は、最も小さい非対称 1 次変形モードで限界状態の 82% 程度、その他の比較的高次の変形モードで 96% 程度であった。
- (2) 非対称 1 次変形モードの分岐荷重と塑性指数の間にはよい相関性が認められ、塑性指数から非対称 1 次変形モードを推定可能な相関式を提案した。一方、その他の比較的高次の変形モードの分岐荷重は塑性指数の影響を受けず、ほぼ一定値を示した。
- (3) 供試体内の最大せん断ひずみの分布性状は、非対称 1 次変形モードの場合は、塑性指数の影響をあまり受けないことが確認された。一方、対称 8 次変形モードの場合は、塑性指数の影響を受け塑性指数が大きいほど、供試体表面近傍にはひずみの局所化が顕著に表れることが明らかとなった。

## 引 用 文 献

- Alshibli, K. A. and Sture, S., 2000, Shear band formation in plane strain experiments of sand, *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 126 (6), 495-503.
- Asaoka, A and Noda, T., 1995, Imperfection-sensitive bifurcation of cam-clay under plane strain compression with undrained boundaries, *Soils and Foundations*, 35 (1) 83-100.
- Borja, R. I., Regueiro, R. A., and Lai, T. Y., 2000, FE modeling of strain localization in soft rock, *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 126 (4), 335-343.
- 土質工学会編, 1991, 土の試験実習書 (第二回改訂版), 133-158.
- Kamei, T., 1985, A study on the mechanical behavior of normally consolidated cohesive soils, *thesis presented to the Tokyo Institute of Technology at Tokyo, Japan*, in partial fulfillment of the requirements for the degree of Doctor Engineering.
- Kamei, T., 1989, Dilatancy characteristics of normally consolidated cohesive soils, *Soils and Foundations*, 29, (1), 165-172.
- Kamei, T., 1995, An integrated evaluation of the mechanical behavior of normally consolidated cohesive soils, *Geological Reports of Shimane University*, No.14, 1-14.
- Kamei, T., 1996, Experimental and numerical investigation of the undrained shear characteristics of undisturbed clay, *Earth Science*, 50 (3), 213-222.
- Kamei, T. and Sakajo, S., 1995, Evaluation of undrained shear behavior of  $K_0$ -consolidated cohesive soils using elasto-viscoplastic model, *Computers and Geotechnics*, 17 (3), 397-417.
- Kamei, T. and Sakajo, S., 1998, A deformation analysis of deep foundation under embankment using an elasto-viscoplastic model, *Journal of the Japan Society of Engineering Geology*, 39 (2), 183-192.
- 小林一三, 飯塚敦, 太田秀樹, 1999, 正規粘土供試体せん断時における局所変形の遷移, 土木学会論文集, No.617/III-46, 1-18.
- Nakase, A., 1967, The  $\phi=0$  analysis of stability and unconfined compression strength, *Soils and Foundations*, 7 (2), 33-45.
- Nakase, A., Kamei, T. and Kusakabe, O., 1988, Constitutive parameters estimated by plasticity index, *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 114 (7), 844-858.
- Roscoe, K. H., Schofield, A. N. and Thurairajah, A., 1963, Yielding of clays in states wetter than critical, *Géotechnique*, 13, 211-240.
- Saada, A. S., Bianchini, G. F. and Liang, L., 1994, "Cracks, bifurcation and shear bands propagation in saturated clays", *Géotechnique*, 44(1), 35-64.
- Saada, A. S., Liang, L., Figueroa, J. L. and Cope, C. T., 1999, Bifurcation and shear band propagation in sands, *Géotechnique*, 49 (3), 367-385.
- Sakajo, S. and Kamei, T., 1996, Simplified deformation analysis for embankment foundation using elasto-plastic model, *Soils and Foundations*, 36 (2), 1-11.
- 志比利秀, 亀井健史, 2000, 有限変形非共軸 Cam-clay モデルを用いた分岐解析結果に及ぼす土質定数の影響, 土木構造・材料論文集, No.16, 149-158.
- 志比利秀, 亀井健史, 東原聡子, 2000 a, 非共軸パラメータの違いが分岐荷重に及ぼす影響, 土木構造・材料論文集, No.16, 159-167.
- 志比利秀, 矢富盟祥, 亀井健史, 2000 b, 平面ひずみ非排水圧縮条件下における供試体寸法比の変化が正規圧密粘土の分岐荷重に及ぼす影響, 土木学会論文集, No.666/III-53, 181-192.
- Yatomi, C., Yashima, A., Iizuka, A., and Sano, I., 1989, General theory of shear bands formation by a non-coaxial Cam-clay model, *Soils and Foundations*, 29 (3), 41-53.

(受付:2000年10月13日, 受理:2000年11月17日)