

塑性指数の違いが正規圧密粘性土の 分岐解析結果に及ぼす影響

志比利秀¹・亀井健史²

¹正会員 博(工) 島根大学助手 総合理工学部地球資源環境学科 (〒690-8504 松江市西川津町 1060)

²正会員 工博 島根大学助教授 総合理工学部地球資源環境学科 (〒690-8504 松江市西川津町 1060)

本研究では、塑性指数の違いが平面ひずみ非排水圧縮試験における正規圧密粘性土の分岐点とすべり面予測に及ぼす影響を明らかにするため、載荷初期から分岐時までの供試体寸法比の変化を考慮した分岐解析を行った。対象とした地盤材料は、3種類の低塑性から高塑性にいたる正規圧密粘性土である。

分岐解析結果によれば、高塑性な土に比較して中間土のような低塑性な土は、分岐荷重は大きな値を示すが分岐時の軸ひずみ量は小さく表れることが明らかとなった。また、最大せん断ひずみや応力状態量の分布からすべり面の発生位置、形態を予測することが可能であり、その破壊形態は、低塑性な土の場合には脆性的であり、高塑性の場合にはひずみの局所化からせん断帯、すべり面へと遷移する進行性破壊的な形態となることが示唆された。

Key Words: bifurcation analysis, Cam-clay model, plane strain condition, plasticity index, slip surface

1. はじめに

一般に一軸圧縮試験のような室内で行われる試験は、要素試験と言われている。実際の現場での設計は、このような室内試験から得られる一軸圧縮強さ q_0 などを用いて行われている。とくに、軟弱地盤の q_0 値の平均値の1/2を地盤の非排水せん断強さとし、円弧すべりを仮定して修正フェレニウス法から計算された支持力に基づいた安全率によって多くの破壊事例が説明できる¹⁾。しかしながら、一軸圧縮試験等の室内試験においては、試験条件が同じであっても、地盤材料の変形・破壊形態には、供試体に一本の明瞭なすべり面が認められる「袈裟切り型」や供試体が樽状に膨らむ「バルジ型」、供試体表面にすべり面群を伴うような「ダイヤモンドパターン」など種々の形態が認められ、地盤材料の変形の一様性には疑問が残る。実際、室内試験によって、これらの種々の非一様変形やすべり面を伴うような破壊形態が指摘されている^{2)~5)}。したがって、一軸圧縮強さなどの一部の室内試験結果は要素試験結果として評価できない場合も少なくない。一方、地盤材料が要素として挙動する限界荷重を知ることが、近年盛んに行われている有限要素法などの数値解析手法を行う上でも、重要と考えられる。

上記のような有限要素解析を用いて、圧縮載荷の進行

に伴い供試体にすべり面が形成される過程をシミュレートした研究例も多い。例えば、Asaoka and Noda⁶⁾は、側面中央付近に切り欠き導入した供試体に対して水～土骨格連成有限要素解析を行い、初期不整が様々な変形モードに及ぼす影響や間隙水の移動の重要性について論じている。また、小林ほか⁷⁾は、初期不整を有する供試体を圧縮せん断し、変形モードが載荷に伴い発生するモードスイッチングする現象について報告している。さらに、志比ほか⁸⁾は実際の一軸圧縮試験等で供試体に生じ易い端面隅の対角に初期不整を導入した解析を行っており、初期不整と形成されるせん断帯の関係について言及している。

一方、前述したような要素として挙動する、すなわち一様変形状態を保つ限界荷重を求める解析手法の一つに分岐荷重・分岐モード解析(以下、分岐解析と呼ぶ)がある^{9)~12)}。この解析手法によると、分岐時の供試体寸法比、変形モードに対する一様変形状態を保つ限界の応力比(以下、分岐荷重と呼ぶ)を求めることができる。また、この分岐解析結果を基に、一様変形状態から非一様変形状態へと移行した際の最大せん断ひずみ^{9)~11)}や応力状態量(平均有効応力 p' 、一般化された偏差応力 q 、間隙水圧 u 、応力比 η)¹²⁾の分布性状を解析的に示すことが可能であり、破壊時のすべり面の形成過程や形態の予

測が可能であることが報告されている。

亀井・常田¹³⁾やGoto and Tatsuoka¹⁴⁾は、供試体寸法比が土の強度・変形特性に及ぼす影響を定量的に示している。また、載荷初期から分岐時までの供試体寸法比の変化を考慮せずに分岐時の供試体高さが幅の2倍と仮定して分岐解析を行う場合には、「バルジ型」の変形形態は認められないが、初期の供試体高さが幅の2倍と仮定して載荷初期から分岐時までの供試体寸法比の変化を考慮した分岐解析を行う場合には、「バルジ型」の変形形態が発生することが解析的に説明可能であり、種々の破壊現象のメカニズムを知る上においては、載荷初期から分岐時までの供試体寸法比の変化を考慮することは重要であることが報告されている¹⁰⁾。

一方、粘性土の種類は広範囲にわたっており、粘性土の種類の違いが分岐解析に及ぼす影響を明らかにすることは重要である。既往の研究によれば、中間土のような低塑性な土より高塑性な土の方が、分岐荷重が小さな値となることや最大せん断ひずみや応力状態量に顕著な局所化が認められることが報告されている^{11)・12)}。しかしながら、これらの粘性土の種類の違いが分岐解析に及ぼす影響に関する研究では、載荷初期から分岐時までの供試体寸法比の変化は考慮されていない。

本研究では、平面ひずみ非排水圧縮せん断試験を行う際の載荷初期から分岐時までの供試体寸法比の変化を考慮した分岐解析を種々の粘性土に対して行うことにより、種々の粘性土に対する分岐荷重や分岐時の軸ひずみ量を解析的に示し、粘性土の違いが分岐解析結果に及ぼす影響を明らかにしている。具体的には、分岐時における供試体内の最大せん断ひずみや応力状態量の分布を示し、それらの分布から形成されるすべり面の発生位置およびその破壊形態の予測を行い、粘性土の破壊形態を評価する際の分岐解析結果の有用性について述べている。

2. 有限変形非共軸 Cam-clay モデル¹⁵⁾

本研究では、粘性土の構成方程式として有限変形非共軸 Cam-clay モデルを用いる。この構成方程式は、Roscoe *et al.*¹⁶⁾によって提案された Cam-clay モデルを有限変形理論に基づいて拡張し、非共軸項¹⁷⁾を付加した構成方程式であり、せん断帯生成の理論解析¹⁵⁾や分岐解析^{9)~12)}、有限要素解析^{8)・18)}など様々な解析に用いられており、非共軸項を付加しない有限変形共軸 Cam-clay モデルと比較して、せん断帯やひずみの局所化が発生しやすい構成方程式であることがすでに報告されている。

この構成方程式の降伏関数は、次式で表される。

$$f = \frac{\lambda - \kappa}{1 + e} \ln \frac{p'}{p'_0} + D\eta - v^p = 0 \quad (1)$$

ここで、 p' と p'_0 はそれぞれ平均有効応力と先行圧密応力であり、応力比 $\eta(=q/p')$ は p' と一般化された偏差応力 q の比を、 v^p は塑性体積ひずみを表す。なお、有限変形理論を用いることから、 p' と q は、それぞれ次式で定義される。

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

ここで、 T' は有効 Cauchy 応力であり、 S は T' の偏差成分を表している。また、 λ と κ 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、 e は間隙比、 D はダイレイタンシー係数を表す。

この降伏関数 f に関連流れ則を適用し、非共軸項を付加することにより、非共軸 Cam-clay モデルに関する変形速度 D の塑性成分 D^p が得られる。なお、 D^p は D の偏差成分を表す。

$$2D_{ij}^{*p} = \frac{1}{h} \frac{S_{ij}}{\bar{\tau}} \left\{ \frac{S_{kk}}{2\bar{\tau}} T'_{kk} - \frac{1}{3} \bar{\beta} T'_{kk} \right\} + \frac{1}{h_1} \left(S_{ij} - \frac{S_{ij} S_{kk}}{2\bar{\tau}^2} S_{kk} \right) \quad (3)$$

$$D_{kk}^p = -\frac{\bar{\beta}}{h} \left\{ \frac{S_{kk}}{2\bar{\tau}} T'_{kk} - \frac{1}{3} \bar{\beta} T'_{kk} \right\} \quad (4)$$

ここで、 T' は有効 Cauchy 応力 T' の共回転速度を表しており、 $\bar{\tau} = \sqrt{S_{ij} S_{ij}/2}$ である。限界状態における応力比を M とすると、 $\bar{\beta} = (M - \eta)/\sqrt{3}$ は限界状態への隣接度を示す関数であり、 $h = (\bar{\beta}/\sqrt{3}D)p'$ は硬化係数を表す。また、 $h_1 = (\bar{\beta}/\sqrt{3}A)p'$ は第2硬化係数と呼ばれ、非共軸性の度合いを示しており、 h_1 の値が小さくなるほど非共軸性の度合いが大きくなることを示す。すなわち、非共軸パラメータ A の値が大きくなるほど、非共軸性の度合いが大きくなる。逆に A の値が小さくなると非共軸性の度合いは小さくなり、特に $A=0$ の場合には、非共軸 Cam-clay モデルは共軸モデルに一致する。

いま、粘性土の変形を非排水条件下($D_{ii}=0$)で平面ひずみ変形状態($D_{33}=0$)に限定する場合(すなわち $D_{11}+D_{22}=0$)には、有限変形非共軸 Cam-clay モデルの構成方程式は、次式で書き表すことができる¹⁵⁾。

$$\left. \begin{aligned} \dot{T}'_{11} - \dot{T}'_{22} &= 2\mu^*(D_{11} - D_{22}) \\ \dot{T}'_{12} &= 2\mu D_{12} \end{aligned} \right\} \quad (5)$$

ここで、 μ^* 、 μ は、それぞれ 45° せん断におけるせん断係数、単純せん断係数であり、次式で与えられる。

$$\mu^* = \frac{\tilde{h}\tilde{G}}{\tilde{h} + \tilde{G}}, \quad \mu = \frac{h_1\tilde{G}}{h_1 + \tilde{G}} \quad (6)$$

ここで、 $\tilde{h} = \tilde{K}\tilde{\beta}^2 + h$ である。また、圧縮弾性係数 \tilde{K} およびせん断弾性係数 \tilde{G} は、それぞれ次式で与えられる。

$$\tilde{K} = \tilde{K}_0 p', \quad \tilde{G} = \tilde{G}_0 p' \quad (7)$$

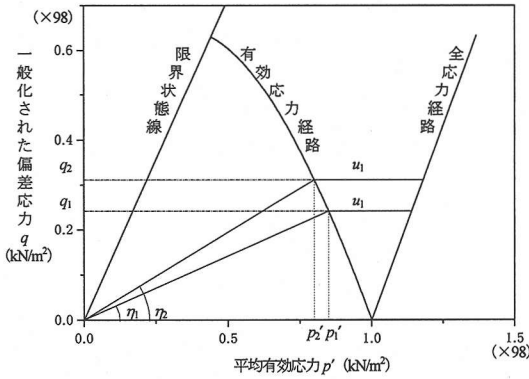


図-1 平面ひずみ非排水圧縮試験の全応力経路と有効応力経路

ここで、 $\tilde{K}_0 = (1+e)/\kappa$ 、 $\tilde{G}_0 = \{3(1-2\nu)\tilde{K}_0\}/\{2(1+\nu)\}$ であり、 ν はポアソン比を表す。

一方、平面ひずみ非排水圧縮せん断を行う際の全応力経路と有効応力経路は、図-1に示すとおりとなる。このとき、平均有効応力 p' 、一般化された偏差応力（以下、偏差応力と呼ぶ） q 、応力比 η の時間増分を導く式は次式となる¹⁰⁾。

$$\dot{p}' = -\frac{\tilde{G}\tilde{K}\tilde{\beta}}{\tilde{G}+\tilde{h}}(D_{11}-D_{22}) \quad (8)$$

$$\dot{q} = \frac{\sqrt{3}\tilde{G}\tilde{h}}{\tilde{G}+\tilde{h}}(D_{11}-D_{22}) \quad (9)$$

$$\dot{\eta} = \frac{\sqrt{3}\tilde{h}+\eta\tilde{K}\tilde{\beta}}{\tilde{G}+\tilde{h}}\tilde{G}_0(D_{11}-D_{22}) \quad (10)$$

一方、間隙水圧 u は、有効応力の原理を考慮すると、全応力から有効応力を減じるにより得られるので、間隙水圧 u の時間増分は次式となる。

$$\dot{u} = \frac{\tilde{G}(\tilde{K}\tilde{\beta}+\tilde{h})}{\tilde{G}+\tilde{h}}(D_{11}-D_{22}) \quad (11)$$

また、軸ひずみ量 ε_a と応力比 η の関係は式(7)を積分し、対数ひずみと工学ひずみに注意することにより次式で表すことができる¹⁰⁾。

$$\varepsilon_a = 1 - \exp\left[-\frac{\sqrt{3}\{D\tilde{G}_0 \ln \frac{M-\eta}{M} - \frac{\eta}{3} + \frac{D\tilde{K}_0}{6}(\eta^2 - 2M\eta)\}}{2(1+DM\tilde{K}_0)G_0}\right] \quad (12)$$

3. 分岐条件式

低透水性の飽和粘性土地盤におけるせん断破壊現象は、載荷重を加えた直後の極めて短時間に発生することが多い。このような場合、地盤の状態は非排水せん断状態にあると考えられる¹⁹⁾。したがって、低透水性の飽和粘性

表-1 本解析に用いた土質定数決定手法^{20)~22)}

$\lambda = 0.02 + 0.0045 \text{ PI}$
$\kappa = 0.00084(\text{PI} - 4.6)$
$N = 1.517 + 0.019 \text{ PI} (= 1 + e \text{ at } p' = 98 \text{ kN/m}^2)$
$M = 1.65$
$D = 0.00082 \text{ PI} + 0.0159$

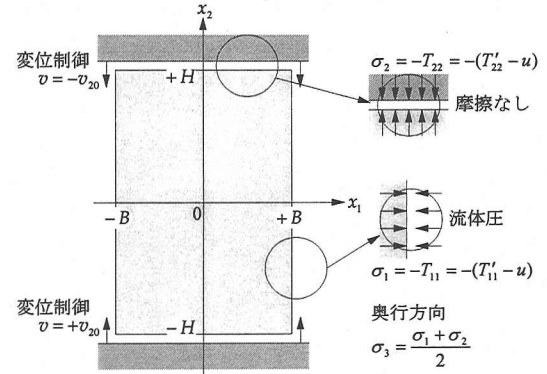


図-2 分岐時の供試体概形

土地盤においては、非排水せん断強さの把握が重要となる。本研究では、飽和粘性土の中でも、とくに正規圧密粘性土に着目し、その供試体を非排水圧縮せん断する場合について考える。

塑性指数(PI)は、簡単な物理試験から得られ、かつ種々の土質定数との間に高い相関性を有していることから、土質定数を簡便に推定しようとする際に広く用いられている。そこで、解析に用いた土質定数は、広範な土の種類への適応性と定数決定の簡便性という観点から、塑性指数のみから決定する簡易土質定数決定法^{20)~22)}に基づいて決定した(表-1)。なお、 N は正規圧密曲線上において $p' = 98 \text{ kN/m}^2$ のときの比体積 $(1+e)$ を表しており、この値を初期比体積 $(1+e_0)$ とする。この決定法から得られた土質定数を用いた解析結果は要素試験(三軸試験)^{22)~25)}、モデル実験(遠心載荷実験)^{20), 24)} や実地盤の変形挙動²⁶⁾、²⁷⁾ を非常によく表現できることが実証されている。なお、地盤解析では静止土圧係数として $K_0 = 0.5$ が簡便的によく用いられること、正規圧密状態の自然地盤の静止土圧係数 K_0 の値は 0.5 程度であること²⁸⁾ から、 ν の値は弾性解を用いて 0.333 (一定) と決定した。

次に初期試験供試体は、幅 $2B_0$ 、高さ $2H_0$ に対して奥行きが十分長いものとし、平面ひずみ状態にあるものとする。側面では圧力(流体圧)を一定とし、上下方向に変位制御を行いながら圧縮するものとする。なお、実際の三軸試験等では、上下端面における摩擦力の影響を軽減するために、端面にグリース等を塗布する場合も多く

認められることから、本解析では、上下端面には摩擦力が作用しないものと仮定する。このとき、軸方向荷荷に伴い、供試体は一樣な変形を続けながら、応力比および軸ひずみ量を増大させてゆき、分岐時に幅 B 、高さ H の供試体に一樣に変形しているものと仮定できる。供試体が一樣変形を続けている場合には、供試体寸法比はそのときの軸ひずみ量から求めることが可能であり、特に分岐時の供試体寸法比 H/B は、初期の供試体寸法比 H_0/B_0 と分岐時の軸ひずみ量 ε_a を用いることにより次式で表される¹⁰⁾。

$$\frac{H}{B} = (1 - \varepsilon_a)^2 \frac{H_0}{B_0} \quad (13)$$

したがって、分岐時の境界条件は、図-2 に示すとおりと

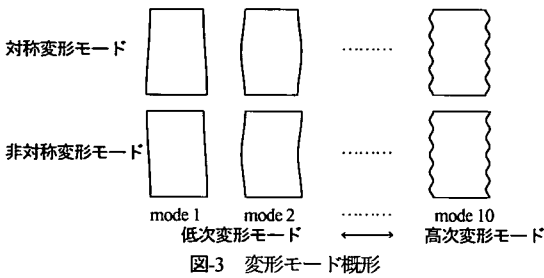


図-3 変形モード概形

なる。

分岐条件式は、供試体の変形が一樣変形状態から非一樣変形状態へと移行する場合の条件式であり、変形モード m (図-3) と分岐時の供試体寸法比 H/B が得られれば、分岐時の応力比 η を求めることができる。なお、図-4 に分岐条件式の誘導フローチャートを示す¹⁰⁾。本研究で用いた構成方程式、増分釣合式、境界条件は、各点非排水条件下で圧縮性弾塑性体(粘性土)を二軸圧縮せん断する際に導かれるものであるが、これらの式に各点非排水条件を満足するように流れ関数を代入した図-4 中の支配方程式と上下端面および側面の境界条件は、非圧縮弾塑性体に対して側面荷重を 0 とした単純な一軸引張試験²⁹⁾ や一軸圧縮試験³⁰⁾ を行う際に得られる式と同様のものとなる。文献²⁹⁾、³⁰⁾ を参考に誘導された分岐条件式を表-2 に提示する¹⁰⁾。なお、領域の判別は、特性方程式の解により行われ、その実数解の存在個数が 0、2 および 4 に対応して、それぞれ楕円領域(E)、放物領域(P)、双曲領域(H)と呼ぶ²⁹⁾。また、楕円領域はさらに二つの領域に分類され、4 つの異なる複素数解を有する場合には(EC)と 4 つの異なる虚数解を有する場合には(EI)と呼ばれる³⁰⁾。分岐荷重を求めるための手順を図-5 に示す。とくに、荷初期から分岐時までの供試体寸法比の変化

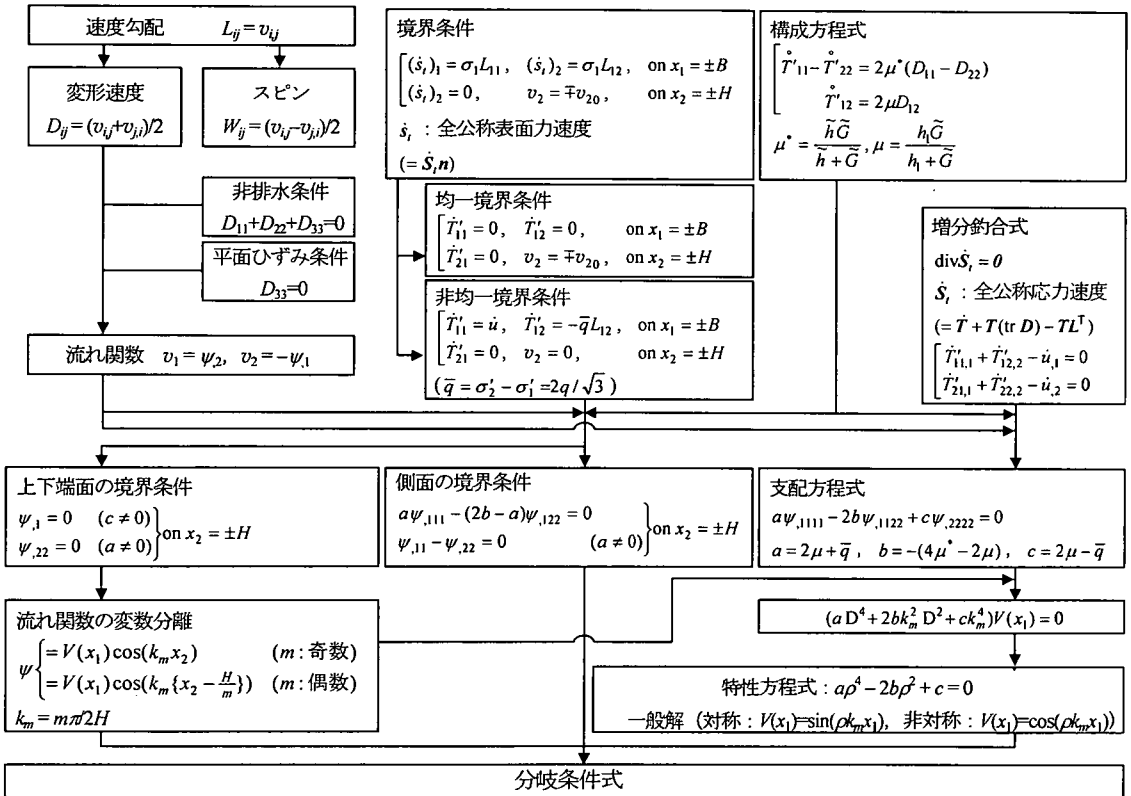


図-4 分岐条件式の誘導フローチャート¹⁰⁾

表-2 各領域の判別条件, $V(x_1)$ の一般解, および分岐条件式¹⁰⁾ (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	ρ と P, Q および P, Q と a, b, c の関係		$V(x_1)$ の一般解	分岐条件式
EC 領域	$b^2 - ac < 0$	$\rho = P \pm iQ, -(P \pm iQ)$ $P^2 - Q^2 = \frac{b}{a}$ $P^2 + Q^2 = \sqrt{\frac{c}{a}}$	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} $	$\rho = \pm iP, \pm iQ$ $P^2 - Q^2 = \frac{2\sqrt{b^2 - ac}}{a}$ $P^2 + Q^2 = -\frac{2b}{a}$	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} $	$\rho = \pm P, \pm Q$ $P^2 - Q^2 = \frac{2\sqrt{b^2 - ac}}{a}$ $P^2 + Q^2 = \frac{2b}{a}$	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} $	$\rho = \pm P, \pm iQ$ $P^2 - Q^2 = \frac{2b}{a}$ $P^2 + Q^2 = \frac{2\sqrt{b^2 - ac}}{a}$	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	$A_1 \cos(Pk_m x_1) + A_2 \cosh(Qk_m x_1)$	$\frac{P \tan(Pk_m B)}{Q \tanh(Qk_m B)} = -\frac{(1-P^2)^2}{(1+Q^2)^2}$

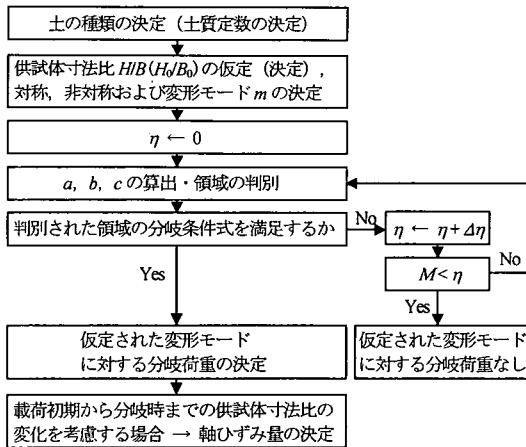


図-5 分岐荷重を求めるためのフローチャート

を考慮する場合には, 式(12), 式(13)を用いれば, 分岐時の供試体寸法比 H/B は分岐時の応力比 η の関数となるので, H/B を仮定する必要はない。すなわち, 初期の供試体寸法比 H_0/B_0 (既知) を与えることにより, 式(12), 式(13)を考慮した分岐条件式から各変形モード m に対する分岐時の応力比 η を求めることができる¹⁰⁾。

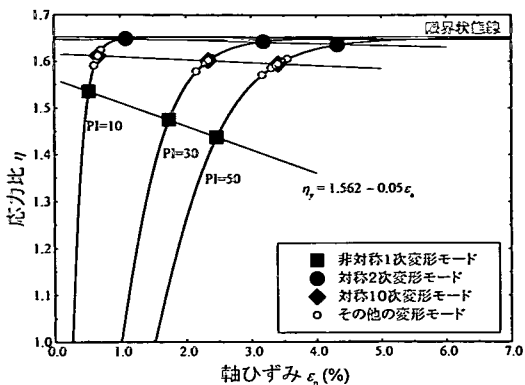
表-3 本解析に用いた土質定数

PI	λ	κ	ν	M	N	D	A
50	0.245	0.038	0.333	1.65	2.467	0.0569	0.01
30	0.155	0.021	0.333	1.65	2.087	0.0405	0.01
10	0.065	0.005	0.333	1.65	1.707	0.0241	0.01

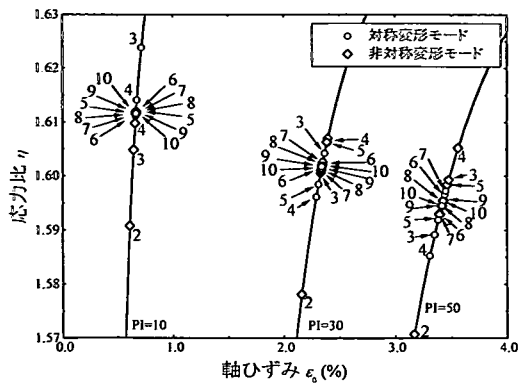
4. 粘土供試体に対する分岐荷重の解析結果と考察

粘性土のような摩擦性材料の場合には, 平均有効応力が大きくなるとせん断強さも大きくなる。したがって, 本研究のような均一多軸応力条件下での分岐荷重には, 軸応力や主応力差よりも, 応力比 $\eta (=q/p)$ 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 η_b をもって「分岐荷重」と呼ぶ。

土質定数の違いが分岐荷重に及ぼす影響を詳細に検討するために, 3種類の異なる塑性指数を有する正規圧密粘性土が平面ひずみ圧縮せん断を受ける場合について, 载荷初期から分岐時までの供試体寸法比の変化を考慮しながら分岐解析を行う。なお, 初期の供試体高さは, 供試体幅の2倍, すなわち初期供試体寸法比 $H_0/B_0 = 2$ とする³¹⁾。



(a) 応力比～ひずみ曲線と各変形モードの分岐荷重



(b) 詳細に示した各変形モードの分岐荷重

図6 応力比～ひずみ曲線

用いた3種類の粘性土は、塑性指数(PI)が50および30と比較的高塑性な粘性土と、PI=10の低塑性土(いわゆる中間土)であり、それぞれ表-1からその土質定数を決定した。非共軸パラメータAの値に関しては、有限変形理論を用いたせん断帯生成理論において、Aの値を0, 0.01, 0.05と仮定した解析の結果、A=0.01を用いた場合に形成されるせん断帯の傾きが、他の値を用いた場合より、一軸圧縮試験等において一般的に観察される破壊面の傾きと似通っていることが示されている¹⁰⁾。また、Aの値を0から0.02の範囲で変化させて行った分岐解析の結果、分岐荷重に影響を及ぼす非共軸パラメータの値は、0.001から0.02の範囲となることが報告されている³²⁾。本研究では、上記の既往の研究結果を考慮し、A=0.01を用いるものとする。以上の結果、本解析で用いる土質定数は、表-3に示すとおりとなる。

図-6(a)に各粘性土に対する応力比～ひずみ曲線を描き、1次から10次までの変形モードに対する分岐点を示す。図-6(a)では、多くの高次変形モードの分岐点が近接しているので、それらの分岐荷重の大小関係を明瞭に示すために図-6(b)に拡大して示す。なお、図-6(b)では、分岐荷重の各変形モードの次数は、対称変形モードの場合には、応力～ひずみ曲線の左側の数字により、非対称変形モードの場合には、右側の数字により表示している。

ここでは、実際の一軸圧縮試験等で観察される変形形態との対応を考慮し、低次変形モードの代表例として、斜めに一本の破壊面を形成するような「袈裟切り型」に対応する非対称1次変形モードと樽状に中央部が膨らむ「バルジ型」に対応する対称2次変形モードの場合を選ぶ。高次変形モードの代表例としては、網目状に無数のすべり面群が形成される「ダイヤモンドパターン」に対応する対称10次変形モードの場合を取り上げる。

まず、粘性土の違いが分岐荷重に及ぼす影響に着目する。非対称1次変形モードの場合には、PI=50の場合に

は $\eta_p=1.44$ 、PI=30の場合には $\eta_p=1.48$ と塑性指数が小さくなるのにしたがいが分岐荷重が増大してゆき、PI=10の場合には $\eta_p=1.54$ となる。一方、対称2次変形モードの分岐荷重は、塑性指数の違いの影響をほとんど受けずいずれも限界状態線近傍の値となる。また、対称10次モードに代表されるような他の高次変形モードの分岐荷重は、塑性指数が小さくなるのにしたがいが分岐荷重が少し大きくなり、PI=50の場合には $\eta_p=1.59$ 、PI=30の場合には $\eta_p=1.60$ 、PI=10の場合には $\eta_p=1.61$ 近傍に集中している。

次に応力比～ひずみ曲線に着目する。PI=50の粘性土の場合には、応力比～ひずみ曲線は、荷重初期では、軸ひずみの増加に伴い急激に応力比を増大させてゆき、軸ひずみ2.0%程度では応力比は1.3程度になる。その後、応力比～ひずみ曲線は、ひずみの増加に伴いなだらかに上昇してゆき最終的には限界応力比に漸近する。塑性指数が小さくなるのにしたがいが、応力比～ひずみ曲線の初期の傾きが大きくなり、PI=30の場合には軸ひずみ1.3%程度、PI=10の場合には軸ひずみ0.3%程度で応力比は1.3程度に達する。また、非対称1次変形モードに着目すると、分岐荷重は塑性指数が大きくなると低下するが、分岐が生じる軸ひずみ量は塑性指数の増大に伴い増加してゆくことがわかる。その他の変形モードの場合も、塑性指数が小さいほど分岐時の軸ひずみ量が小さくなる傾向が認められた。このような傾向は実際の三軸試験結果からも報告されている^{20), 33)}。

また、分岐荷重と分岐時の軸ひずみの間には直線関係が認められる。とくに、非対称1次変形モードの場合には、その関係式は次式で表すことができる。

$$\eta_p = 1.562 - 0.05\epsilon_a \quad (14)$$

その他の変形モードでも同様の直線関係が得られることが明らかとなり、荷重初期から分岐時までの供試体寸法比の変化を考慮することは、一様変形挙動から非一様変

形挙動へと移行するとき、すなわち分岐荷重を考える上において極めて重要となることが明らかとなった。なお、載荷初期から分岐時までの供試体寸法比の変化を考慮しない場合には、分岐時における軸ひずみ量の大きさが未知であるから、このような関係を得ることはできない。

また、供試体が樽型に膨らみ破壊するような現象は、実際の三軸圧縮試験などでしばしば観察され、そのような変形原因は端面摩擦によるものであると考えられている。載荷初期から分岐時までの供試体寸法比の変化を考慮せずに分岐時の供試体寸法比 H/B を 2 と仮定して分岐解析を行う場合には、供試体が樽状に膨らむ対称 2 次変形モードの変形を表すことができない (分岐時の供試体寸法比 H/B が 1.99 以下の場合には、限界状態における応力比以下の対称 2 次変形モードの分岐荷重が存在する) という報告^{10)~12)}がある。しかしながら、初期供試体寸法比 H_0/B_0 を 2 と仮定し、載荷初期から分岐時までの供試体寸法比の変化を考慮した分岐解析を行う場合には、載荷に伴い供試体寸法比 H/B が減少することから、このような変形モードを表現することが可能となる¹⁰⁾。分岐解析では端面摩擦は働かないものと仮定していることから、載荷初期から分岐時までの供試体寸法比の変化を考慮した分岐解析結果は、端面摩擦の影響を考慮しなくとも、初期供試体寸法比 $H_0/B_0 = 2$ の供試体が載荷に伴い樽状に膨らむことを解析的に説明できる。このことから、分岐解析では、載荷初期から分岐時までの供試体寸法比の変化を考慮することが重要であることがわかる。

倉田・藤下³⁴⁾は、粘土のみの圧密試験によって得られた間隙比と圧密荷重の関係が混合土内の粘土粒子骨格についても成り立つものと仮定し、粘土粒子骨格と砂粒子骨格がせん断時に受け持つ荷重の大きさを求め、粘土含有率が 22.5% 以下の場合には、せん断強度のほとんどすべてが砂粒子骨格によって生じ、その後は粘土含有分の増加に伴い急激に粘土粒子骨格によって受け持たれる割合が増加し、最終的に粘土含有率が 46.5% 以上の場合には、せん断強度のほとんどすべてが粘土粒子骨格によって生じることを報告している。また、大嶺ほか³⁵⁾は、豊浦砂 (粗粒分) に低塑性から高塑性な粘性土を細粒分として種々の割合で混合することにより作製した NP および塑性指数が 10 から 140 程度の混合土に対して等方圧密非排水三軸圧縮試験を実施し、混合土の応力分担割合の評価を行うことにより、混合土の限界状態における応力比の算定し、塑性指数が小さいものほど限界状態における応力比が大きくなることを報告している。本研究から得られた塑性指数の低下に伴い分岐荷重が増加するという解析結果は、これらの粘性土の内部構造の違いに着目した実験結果とも調和的である。

5. 最大せん断ひずみおよび応力状態量の分布によるすべり面の発生予測

分岐解析の結果得られる最大せん断ひずみ γ_{max} および各応力状態量 (平均有効応力 p' 、偏差応力 q 、間隙水圧 u 、応力比 η) の分布を用いることにより、土供試体に発生するすべり面の発生を予測できることが報告されている¹²⁾。本研究では、載荷初期から分岐時までの供試体寸法比の変化を考慮した詳細な分岐解析結果から最大せん断ひずみおよび各応力状態量の分布を定量的に示し、土質定数の違いが各分布に及ぼす影響を検討することにより、供試体に形成されるすべり面の発生位置やそのメカニズムについて考察する。

ここで、最大せん断ひずみについて、簡単に説明する。分岐直後 $t = t + \Delta t$ の主対数ひずみ $(\epsilon_{L})_{ij|H+\Delta t}$ (伸張側を正) は、分岐直前 $t = t$ における一様変形状態における対数ひずみ $(\epsilon_{L})_{ij|t}$ と変形速度を用いることにより、次式で与えられる。

$$(\epsilon_{L})_{ij|H+\Delta t} \cong (\epsilon_{L})_{ij|t} + D_{ij} \Delta t \quad (i: \text{no sum}) \quad (15)$$

一方、分岐直前の対数せん断ひずみ $((\epsilon_{L})_{ij|t}, (i \neq j))$ は、0 であるから、分岐直後の対数せん断ひずみ $(\epsilon_{L})_{ij|H+\Delta t}$ は、次式となる。

$$(\epsilon_{L})_{ij|H+\Delta t} \cong D_{ij} \Delta t \quad (i \neq j) \quad (16)$$

なお、工学ひずみ ϵ_{ij} (圧縮側を正) は、対数ひずみ $(\epsilon_{L})_{ij}$ を用いると、 $\epsilon_{ij} = 1 - \exp\{-(\epsilon_{L})_{ij}\}$ と表現することができる。分岐時の最大せん断ひずみ γ_{max} は、上記の工学ひずみの主値 $\epsilon_1, \epsilon_2, \epsilon_3$ ($\epsilon_1 > \epsilon_2 > \epsilon_3$) を用いて、次式で表すものとする。

$$\gamma_{max} = \frac{\epsilon_1 - \epsilon_3}{2} \quad (17)$$

地盤材料の変形解析において、地盤材料に載荷重を加えると、地盤材料内に局所的なひずみの集中が発生し、その後、載荷の増大に伴い局所的なひずみの大きさがさらに大きくなるとともにその領域が進展し、せん断帯を形成してゆく様子が報告されている^{8), 18)}。このような観点から、土の破壊はせん断変形に伴う進行性破壊と考えられ、 γ_{max} が大きな値を示す領域は将来すべり面の発生位置となるものと推察される。また、摩擦性材料と考えられる土のせん断強さは、拘束圧が大きくなるのに伴い増加すること (図-1 の場合には平均有効応力が p' のときに限界状態に至る応力差は $q_c = Mp'$ と考えられる) から、拘束圧が小さな、すなわち p' が小さな領域からすべり面が発生しやすいと考えられる。間隙水圧は、全応力が一定の場合には有効応力の原理 ($p = p' + u = \text{const.}$) を考慮すると、平均有効応力と表裏一体の関係にある。すなわち、間隙水圧 u の上昇は、平均有効応力の減少を招

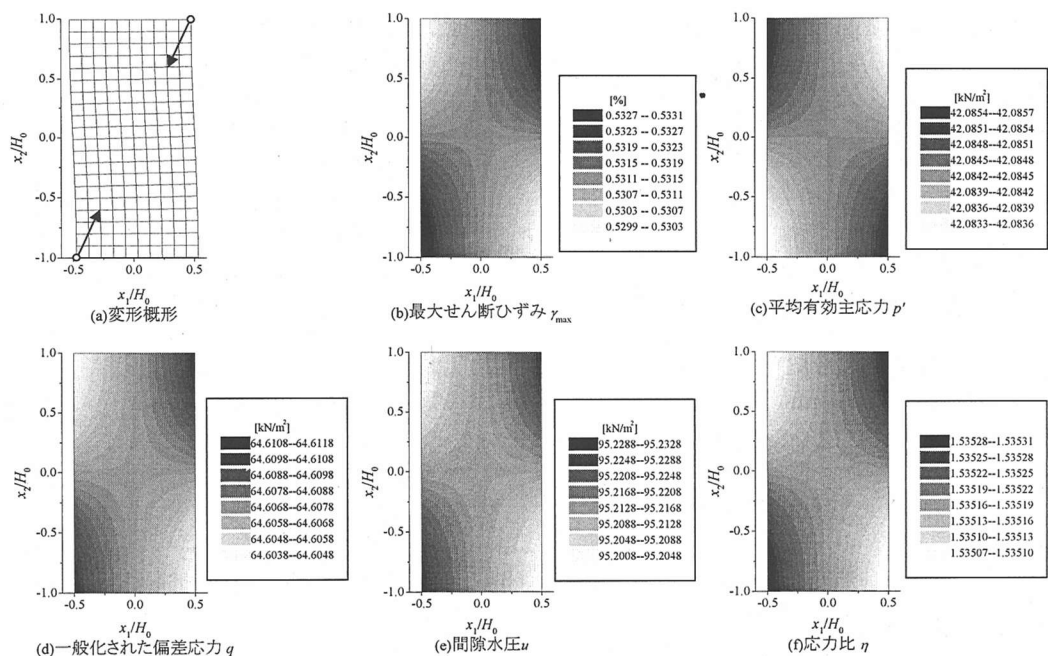


図-7 変形概形および最大せん断ひずみと各応力状態量の分布性状 (非対称1次変形モード・PI=10)

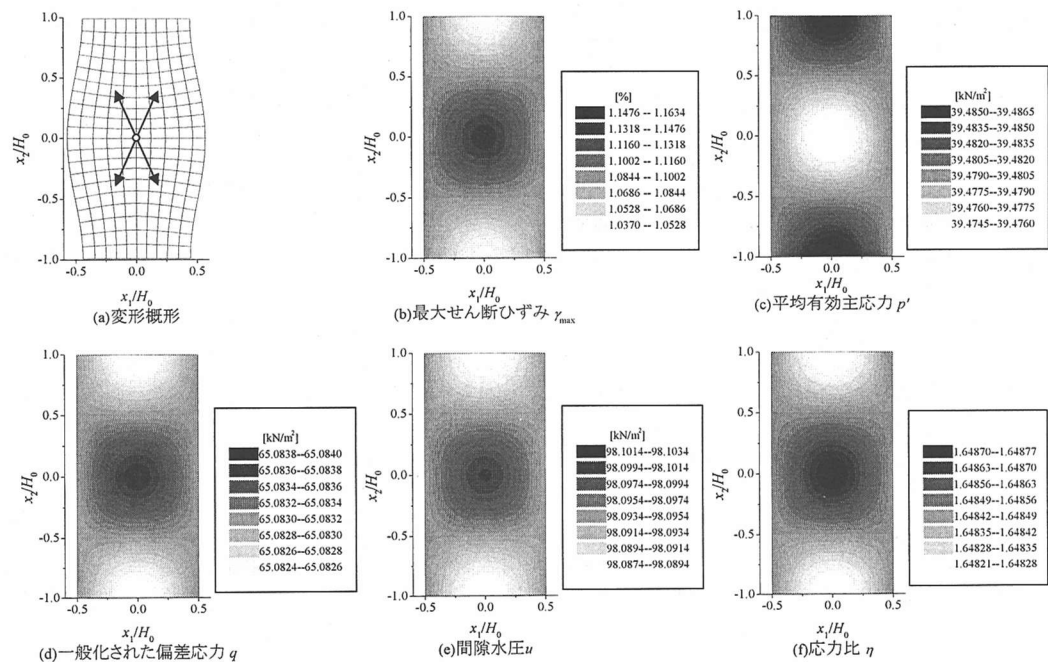


図-8 変形概形および最大せん断ひずみと各応力状態量の分布性状 (対称2次変形モード・PI=10)

き、土のせん断強さを低下させる。したがって、 u が大きな値を示す領域はすべり面の発生位置となる可能性が高い。また、土に作用している偏差応力 q が大きくなれば、せん断破壊の可能性が高まることから、 q が大きな領域はすべり面の発生位置となると考えられる。応力比

は、平均有効応力が小さくなると、あるいは偏差応力が大きくなると大きな値となる。平均有効応力と偏差応力にこのような変化が生じる領域は、上述したように、いずれもすべり面の発生位置になると推察される領域である。したがって、 η の大きな値となる領域はすべり面の

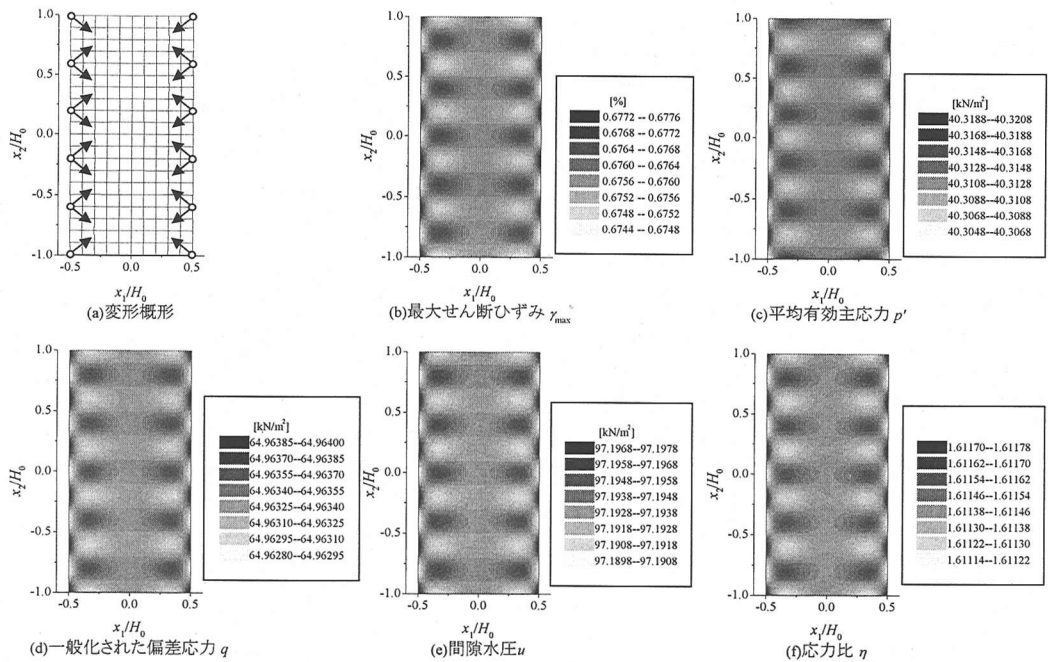


図9 変形概形および最大せん断ひずみと各応力状態量の分布性状 (対称10次変形モード・PI=10)

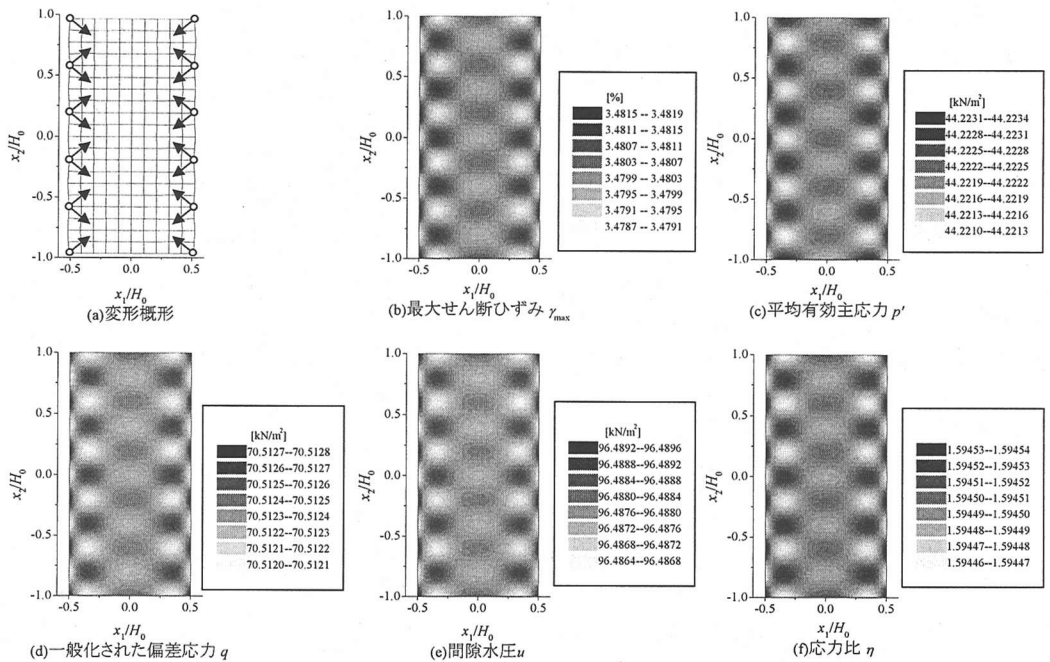


図10 変形概形および最大せん断ひずみと各応力状態量の分布性状 (対称10次変形モード・PI=50)

発生位置となると考えられる。以上の点を考慮し、3種類の代表的な変形モードが生じる場合について、すべり面の発生位置および形態を予測する。

なお、本研究から得られた分岐時の最大せん断ひずみおよび応力状態量の分布性状のばらつきは、極めて小

な値となった。しかしながら、有限要素法を用いた粘土供試体の変形解析では、荷重の載荷に伴い、ひずみの局所化の初期段階における最大せん断ひずみの微細なばらつきが発生からその領域の進展を経て、せん断帯を形成する様子が示されている⁸⁾。このような変形解析結果を

考慮すると、形成されるすべり面の発生位置およびその形態は、本研究から得られた分岐時の最大せん断ひずみおよび応力状態量の分布性状のばらつきから十分に推察できる。

まず、非対称1次変形モードの非均一変形(分岐現象)が生じる場合の最大せん断ひずみおよび応力状態量の分布に着目する。この変形モードの場合には、最大せん断ひずみおよび各応力状態量の分布性状には大きな違いが認められなかったため、各分布の値の位置による変化が大きかったPI=10の場合の変形概形および最大せん断ひずみと応力状態量の分布を図-7に示す。また、各塑性指数に対する最大せん断ひずみおよび各応力状態量の最大、最小値を表4に示す。この変形モードは、図-7(a)に示すように、供試体上部が左側へ下部が右側へずれるような変形概形を示しており、「袈裟切り型」の変形形態に対応すると考えられる。このとき、供試体右上端および左下端部で γ_{max} , q , u , および η が大きな値となっており、一方 p' は小さな値となっているのがわかる。このような最大せん断ひずみおよび応力状態量の変化の生じる領域は、前述したように、すべり面の発生位置となる可能性が高い。したがって、図-7(a)に示す変形概形が認められる場合には、その後の载荷に伴い供試体右上端および左下端に認められる局所的に大きなひずみの領域が中央部へ向かって進展し、せん断帯を形成すると考えられる。その結果、すべり面は、供試体右上端および左下端部を結ぶように表れるものと予測される。このように対角に一本のすべり面が形成される破壊形態は、実際の三軸試験等の要素試験でしばしば観察されている。

次に、対称2次変形モードの非均一変形が発生する場合について検討する。この変形形態は、中央部分が外側に膨れる「樽型」の変形モードである。この変形モードの場合も、分布性状には大きな違いが認められなかったため、各分布の値の位置による変化が大きかったPI=10の場合の変形概形および最大せん断ひずみと各応力状態量の分布を図-8に示す。また、各塑性指数に対する最大せん断ひずみおよび各応力状態量の最大、最小値を表-5に示す。すべり面の発生位置になると推察される γ_{max} , q , u , および η が大きくなり、 p' が小さくなる領域は、樽型に膨らむ供試体の中央部分に存在する。この供試体中央部の最大せん断ひずみが大きな値を示す領域は、载荷に伴って供試体の4隅へ向かって進展してゆき、せん断帯を形成し、最終的に、タスキ型のすべり面が表れるものと考えられる。このような破壊形態も実際の三軸試験等で認められる。

最後に、対称10次変形モードの場合の変形概形および最大せん断ひずみと各応力状態量の分布を示す。この変形モードの場合には、塑性指数の違いが分布性状に影響を及ぼす結果となったため、PI=10の場合を図-9に、

表4 最大せん断ひずみと各応力状態量の最大・最小値 (非対称1次変形モード)

		PI = 50	PI = 30	PI = 10
γ_{max} [%]	最大値	2.5055	1.7613	0.5331
	最小値	2.5025	1.7583	0.5301
	ばらつき	0.0030	0.0030	0.0030
p' [kN/m ²]	最大値	47.9294	46.2729	42.0857
	最小値	47.9286	46.2718	42.0834
	ばらつき	0.0008	0.0011	0.0023
q [kN/m ²]	最大値	68.8856	68.2309	64.6118
	最小値	68.8816	68.2261	64.6038
	ばらつき	0.0040	0.0048	0.0080
u [kN/m ²]	最大値	91.8465	98.1270	96.2328
	最小値	91.8353	98.1110	96.2008
	ばらつき	0.0112	0.0160	0.0320
η	最大値	1.43724	1.47457	1.53531
	最小値	1.43716	1.47441	1.53507
	ばらつき	0.00008	0.00016	0.00024

表-5 最大せん断ひずみと各応力状態量の最大・最小値 (対称2次変形モード)

		PI = 50	PI = 30	PI = 10
γ_{max} [%]	最大値	4.4471	3.2689	1.1635
	最小値	4.4169	3.2267	1.0370
	ばらつき	0.0302	0.0422	0.1265
p' [kN/m ²]	最大値	43.3020	42.3874	39.4865
	最小値	43.2988	42.3810	39.4745
	ばらつき	0.0032	0.0064	0.0120
q [kN/m ²]	最大値	70.8254	69.6140	65.0840
	最小値	70.8246	69.6124	65.0824
	ばらつき	0.0008	0.0016	0.0016
u [kN/m ²]	最大値	97.5920	97.8109	98.1034
	最小値	97.5888	97.8029	98.0874
	ばらつき	0.0032	0.0080	0.0160
η	最大値	1.63573	1.64259	1.64877
	最小値	1.63557	1.64227	1.64821
	ばらつき	0.00016	0.00032	0.00056

表-6 最大せん断ひずみと各応力状態量の最大・最小値 (対称10次変形モード)

		PI = 50	PI = 30	PI = 10
γ_{max} [%]	最大値	3.4819	2.3818	0.6775
	最小値	3.4788	2.3788	0.6745
	ばらつき	0.0031	0.0030	0.0030
p' [kN/m ²]	最大値	44.2334	43.2961	40.3208
	最小値	44.2210	43.2929	40.3048
	ばらつき	0.0024	0.00032	0.0160
q [kN/m ²]	最大値	70.5128	69.3485	64.9640
	最小値	70.5120	69.3475	64.9628
	ばらつき	0.0008	0.0010	0.0012
u [kN/m ²]	最大値	96.4896	96.7455	97.1978
	最小値	96.4864	96.7415	97.1898
	ばらつき	0.0032	0.0040	0.0080
η	最大値	1.59454	1.60186	1.61178
	最小値	1.59446	1.60170	1.61114
	ばらつき	0.00008	0.00016	0.00064

PI = 50 の場合を図-10 に示す。また、各塑性指数に対するの最大せん断ひずみおよび各応力状態量の最大、最小値は表-6 に示すとおりである。まず、塑性指数の違いに関わらず、各分布が最大値および最小値となる領域は供試体側面近傍付近であり、 p' が小さくなる領域で γ_{\max} , q , u , および η が大きくなっていることがわかる。

図-9, 図-10 は、左右対称であるから右側半分に着目する。PI=10 の場合 (図-9) には、側面近傍 ($x_1/H_0 = 0.45 \sim 0.5$) における最大せん断ひずみおよび各応力状態量の最大、最小値は、 $x_1/H_0 = 0.1 \sim 0.45$ の範囲における極大、極小値と比較すると極めて大きいことがわかる。したがって、中間土 (PI=10) の場合には、側面近傍において、作用するせん断応力が増加するとともにせん断強さが急激に減少し、破壊状態に近づく。また、最大せん断ひずみの分布に着目すると、非一様変形の結果、局所ひずみが側面近傍に蓄積されることがわかる。蓄積された局所ひずみが極めて大きな場合には、変位の不連続を生じさせることにより、すべり面を発生させるような脆性的な破壊を引き起こすものと推察される。

一方、PI=50 の場合 (図-10) には、 $x_1/H_0 = 0.2 \sim 0.45$ の範囲における最大せん断ひずみおよび各応力状態量の極大、極小値と側面近傍 ($x_1/H_0 = 0.45 \sim 0.5$) における最大、最小値との間に大きな差は認められない。したがって、高塑性土 (PI=50) の場合には、側面近傍およびその内側の広い範囲 ($x_1/H_0 = 0.2 \sim 0.5$) にわたって、作用するせん断応力が多少増加し、せん断強さが少し低下するものの、その影響は低塑性土の場合と比較すると小さい。一方、最大せん断ひずみの分布に着目すると、非一様変形の結果、側面近傍および内部の広い範囲 ($x_1/H_0 = 0.2 \sim 0.5$) にわたって、ひずみの局所化の発生が認められる。さらに載荷を続けると、ひずみの局所化領域が繋がり、最終的にはせん断帯が形成され、すべり面が表れる。

したがって、分岐時の最大せん断ひずみおよび応力状態量の分布性状に及ぼす塑性指数の影響は、低次変形モードより高次変形モードにおいて顕著となることが解析的に示された。

一方、各応力状態量の値のばらつきに着目すると、一般に、塑性指数が小さいほど、その範囲が大きくなっていることがわかる (表-1, 表-2, 表-3)。ばらつきの範囲が大きいほど、局所的にせん断強さが低下するとともに極めて大きなせん断応力が作用している領域が存在していることを意味している。このような場合には、一様変形状態から非一様変形状態へ移行することにより、急激に破壊へと至る可能性が考えられる。

最大せん断ひずみのばらつきは、対称 2 次変形モードの場合は、塑性指数が小さくなるのにしたがって大きくなっている。一方、非対称 1 次変形モードや対称 1 0 次変形モードの場合には、ばらつきの範囲に大きな違いが

認められない。しかしながら、ひずみの代表値として分岐時の軸ひずみ量を用い、(γ_{\max} の最大値/ ϵ_s) によって比較を行うと、非対称 1 次モードの場合には、1.0006 (PI=50), 1.0009 (PI=30), 1.0028 (PI=10) となり、対称 1 0 次モードの場合には、1.0004 (PI=50), 1.0006 (PI=30), 1.0022 (PI=10) となることから、塑性指数が小さな場合には、相対的に大きなばらつきを有することがわかる。したがって、塑性指数が大きな場合に比べて、塑性指数が小さな場合には、相対的に大きな局所ひずみが発生しているものと考えられる。

非対称 1 次変形モードや対称 2 次変形モードのような低次の変形モードでは、最大せん断ひずみや各応力状態量の分布性状に大きな違いが認められなかったが、(γ_{\max} の最大値/ ϵ_s) や各値のばらつきを考慮することにより、すべり面の形成メカニズムに違いが認められることが示唆された。

6. 結論

塑性指数の異なる 3 種類の正規圧密粘性土 (初期供試体寸法比 $H_0/B_0 = 2$) に対して、平面ひずみ非排水圧縮載荷に伴い載荷初期から分岐時までの供試体寸法比の変化を考慮した分岐解析を行った。その結果、得られた主要な結論を以下に列記する。

- (1) 高塑性な土に比較して中間土のような低塑性な土では、分岐荷重は大きな値を示すものの、分岐時の軸ひずみ量は小さくなることが明らかとなった。
- (2) 分岐荷重近傍における供試体内の最大せん断ひずみ γ_{\max} および応力状態量 (p' , q , u , η) の分布を定量的に示し、種々の変形モードに対してすべり面の発生位置および形態を予測した。
- (3) すべり面形成メカニズムは、低塑性な土の場合には、脆性的な挙動を示し、高塑性な粘性土の場合には、ひずみの局所化の進展からせん断帯を形成し、最終的にすべり面の発生に至ることが示唆された。

謝辞：本研究を遂行するにあたり、解析および結果の整理にご協力いただいた島根大学大学院総合理工学研究科院生西開地一志、同大学総合理工学部卒業生吉川逸史両君に謝意を表します。

参考文献

- 1) Nakase, A.: The $\phi = 0$ analysis of stability and unconfined compression strength, *Soils and Foundations*, Vol.7, No.2, pp.33-45, 1967.

- 2) Iizuka, A., Kobayashi, I. and Ohta, H.: Dilatancy localization in clay specimen under shearing, *Proceedings of the 4th International Workshop on Localization and Bifurcation Theory for Soils and Rocks*, pp.345-353, 1998.
- 3) Saada, A. S., Bianchini, G. F. and Liang, L.: "Cracks, bifurcation and shear bands propagation in saturated clays", *Géotechnique*, Vol.44, No.1, pp.35-64, 1994.
- 4) Saada, A. S., Liang, L., Figueroa, J. L. and Cope, C. T.: Bifurcation and shear band propagation in sands, *Géotechnique*, Vol.49, No.3, pp.367-385, 1999.
- 5) Alshibli, K. A. and Sture, S.: Shear band formation in plane strain experiments of sand, *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol.126, No.6, pp. 495-503, 2000.
- 6) Asaoka, A. and Noda, T.: Imperfection-sensitive bifurcation of Cam-clay under plane strain compression with undrained boundaries, *Soils and Foundations*, Vol.35, No.1 pp.83-100, 1995.
- 7) 小林一三, 飯塚敦, 太田秀樹: 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, pp.1-18, 1999.
- 8) 志比利秀, 亀井健史, 永吉雄大: 非排水圧縮せん断を受ける正規圧密粘土の局所ひずみの遷移, *地盤と建設*, Vol.18, pp.41-46, 2000.
- 9) Yatomi, C. and Shibi, T.: Antisymmetric bifurcation analysis in a circular cylinder of a non-coaxial Cam-clay model, *Proceedings of the International Symposium Deformation and Progressive Failure in Geomechanics*, Nagoya, pp. 9-14, 1997.
- 10) 志比利秀, 矢富盟祥, 亀井健史: 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性土の分岐荷重に及ぼす影響, *土木学会論文集*, No.666/III-53, pp.181-192, 2000.
- 11) 志比利秀, 亀井健史: 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, pp.149-158, 2000.
- 12) 志比利秀, 亀井健史, 岩田佳代子: 平面ひずみ非排水条件下における分岐荷重近傍の応力状態と土質定数の関係, *土木構造・材料論文集*, No.17, pp.113-120, 2001.
- 13) 亀井健史, 常田亮: 一軸圧縮強度・変形特性に及ぼす供試体寸法の影響, *土木学会論文集*, No.436/III-16, pp.131-134, 1991.
- 14) Goto, S. and Tatsuoka, F.: Effect of end conditions on triaxial compressive strength for cohesionless soil, *Advanced Triaxial Testing of Soil and Rock*, ASTM, STP, No.977, pp.692-705, 1980.
- 15) Yatomi, C., Yashima, A., Iizuka, A. and Sano, I.: General theory of shear bands formation by a non-coaxial Cam-clay model, *Soils and Foundations*, Vol.29, No.3, pp.41-53, 1989.
- 16) Roscoe, K. H., Schofield, A. N. and Thurairajah, A.: Yielding of clays in states wetter than critical, *Géotechnique*, Vol.13, pp.211-240, 1963.
- 17) Rudnicki, J. W. and Rice, J. R.: Conditions for the localization of deformation in pressure-sensitive dilatant materials, *Journal of the Mechanics and Physics Solids*, Vol.23, pp.371-394, 1975.
- 18) Yatomi, C., Yashima, A., Iizuka, A., and Sano, I.: Shear bands formation numerically simulated by a non-coaxial Cam-clay model, *Soils and Foundations*, Vol.29, No.4, pp.1-13, 1989.
- 19) Ladd, C. C. and Lambe, F. W.: The strength of undisturbed clay determined from undrained tests, *Laboratory shear testing of soils*, ASTM, STP, No.361, pp.342-371, 1963.
- 20) Kamei, T.: 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, 1985.
- 21) Kamei, T.: Dilatancy characteristics of normally consolidated cohesive soils, *Soils and Foundations*, Vol.29, No.1, pp.165-172, 1989.
- 22) Nakase, A., Kamei, T. and Kusakabe, O.: Constitutive parameters estimated by plasticity index, *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol.114, No.7, pp.844-858, 1988.
- 23) Kamei, T. and Sakajo, S.: Evaluation of undrained shear behavior of K_0 -consolidated cohesive soils using elasto-viscoplastic model, *Computers and Geotechnics*, Vol.17, No.3, pp. 397-417, 1995.
- 24) Kamei, T.: An integrated evaluation of the mechanical behavior of normally consolidated cohesive soils, *Geological Reports of Shimane University*, No.14, pp.1-14, 1995.
- 25) Kamei, T.: Experimental and numerical investigation of the undrained shear characteristics of undisturbed clay, *Earth Science*, Vol.50, No.3, pp.213-222, 1996.
- 26) Sakajo, S. and Kamei, T.: Simplified deformation analysis for embankment foundation using elasto-plastic model, *Soils and Foundations*, Vol.36, No.2, pp.1-11, 1996.
- 27) Kamei, T. and Sakajo, S.: A deformation analysis of deep foundation under embankment using an elasto-viscoplastic model, *Journal of the Japan Society of Engineering Geology*, Vol.39, No.2, pp.183-192, 1998.
- 28) 中瀬明男: 新体系土木工学 84 海洋土質, *土木学会編*, 技報堂, pp.144, 1984.
- 29) Hill, R. and Hutchinson, W.: Bifurcation phenomena in the plane tension test, *Journal of the Mechanics and Physics Solids*, Vol. 23, pp. 239-264, 1975.
- 30) Young, N. J. B.: Bifurcation phenomena in the plane compression test, *Journal of the Mechanics and Physics Solids*, Vol. 24, pp. 77-91, 1976.
- 31) 例えば, *土質工学会編: 土の試験実習書 (第二回改訂版)*, pp.133-158, 1991.
- 32) 志比利秀, 亀井健史, 東原聡子: 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, pp.159-167, 2000.

- 33) Nakase, A. and Kamei, T.: Influence of anisotropy of deformation modulus on effective stress path, *Soils and Foundations*, Vol.24, No.2, pp.106-110, 1984.
- 34) 倉田 進, 藤下利男: 砂と粘土の混合土の工学的性質に関する研究, *運輸技術研究所報告*, Vol.11, No.9, pp. 389-424, 1961.
- 35) 大嶺 聖, 落合英俊, 吉田信夫: 土構造に着目した混合土の強度特性, *土木学会論文集*, No.469/III-23, pp.55-64, 1993.

(2001. 11. 22 受付)

EFFECT OF PLASTICITY INDICES ON BIFURCATION ANALYTICAL RESULTS OF NORMALLY CONSOLIDATED COHESIVE SOILS

Toshihide SHIBI and Takeshi KAMEI

Bifurcation analysis considering variation of aspect ratio was carried out to investigate the influence of soil parameters on bifurcation behavior of normally consolidated cohesive soils under plane strain undrained compression loadings and its application to the prediction of slip surfaces. The soils exhibited plasticity indices of 10, 30, and 50.

The results indicate that bifurcation behavior of the soil with lowest plasticity index occurred at larger stress ratio and smaller axial strain than those with higher plasticity indices. Forms of slip surfaces can be predicted by distribution of maximum shear strain and stress states. We suggest that the soil with lowest plasticity index is brittle. In the case of the soils with higher plasticity indices, failure phenomena arrive from strain localization at slip surfaces through initiation and propagation of shear bands.