

有限変形有限要素法による平面ひずみ非排水圧縮条件下におけるすべり面の推定

亀井健史¹⁾・志比利秀¹⁾・永吉雄大²⁾

¹⁾ 島根大学総合理工学部 地球資源環境学科

²⁾ 日本プロセス(株)

The Estimation of the Slip Surface under Plane Strain Undrained Compression Loading Using the Finite Element Method Based on Finite Strain

Takeshi KAMEI¹⁾, Toshihide SHIBI¹⁾ and Takehiro NAGAYOSHI²⁾

¹⁾ Department of Geoscience, Interdisciplinary Faculty of Science and Engineering, Shimane University

²⁾ Japan Process Development Co., Ltd.

Abstract

Undrained compression tests under plane strain condition were simulated for cohesive soils by the soil-water coupled finite element analysis based on finite strain. This was done to investigate the mechanism from the initiation of strain localization to the formation of shear bands and to estimate the slip surface. The soils examined exhibited plasticity indices of 10, 30, and 50.

The mechanism from the initiation of strain localization to the formation of the shear band was demonstrated by this analysis. The results suggest that estimation of the slip surface is possible, and that differences in plasticity index influence the mechanism of shear band formation. The initiation of strain localization occurs at a smaller axial strain as a result that plasticity index decreased.

1. はじめに

三軸圧縮せん断試験等の要素試験によって破壊した粘性土供試体には、一般に破壊面が認められる。その破壊面と水平面のなす角の大きさは、用いた粘性土供試体の物性の違いにより、異なる値を有する。一方、破壊面の傾きは、通常、Mohr-Coulombの破壊包絡線と破壊時のMohrの応力円との接点に位置する応力状態を有する面の傾きとして得られ、破壊包絡線の傾き、すなわち土の内部摩擦角と関係がある。

最近、種々の地盤材料を用いて、破壊面形成の前兆現象と考えられるせん断帯の傾きに関する多くの実験が行われている。例えば、Saada *et. al.*^{1)・2)}は、粘性土や砂質土に対して中空円筒ねじり試験を行い、供試体内にせん断帯が形成されるときに応力状態やそのせん断帯の傾きの角度を調べている。また、Alshibli *et. al.*³⁾は、砂質土に対して、平面ひずみ2軸圧縮条件下で実験を行っており、土の密度と粒度、および拘束圧の違いがせん断帯の傾きの角度に及ぼす影響を検討しており、密度が高いほど、あるいは粒度が良いほどせん断帯の傾きが大きくなることを報告している。

なることを報告している。

また、有限変形理論に基づいた土/水連成有限要素法による、せん断帯形成に関する数値解析も、最近、盛んに行われている。Yatomi *et. al.*⁴⁾は、地盤へのポンチの押し込み問題を解析しており、せん断帯の形成をシミュレートしている。一方、要素試験を模擬した平面ひずみ圧縮条件下における有限要素解析では、初期形状に不整形を導入した供試体を用いてせん断帯形成のシミュレーションを行うことが多い。Asaoka and Noda⁵⁾は、微小な切り欠きを供試体側面中央付近に導入して有限要素解析を行っており、初期不整形が種々の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おり、小林ら⁶⁾は、微細な余弦波モードの初期不整形を供試体表面に与えて解析を行っており、载荷に伴う変形モードのスイッチング現象について調べている。また、実際の一軸圧縮試験等の供試体で不整形が入りやすい供試体端面隅に導入された初期不整形は、せん断帯形成に影響を及ぼしにくい位置であること⁷⁾や非共軸項を導入したCam-clayモデルを用いるとCam-clayモデルを用いた場合より形成されるせん断帯の傾きが大きくなること⁸⁾が報告されてい

る。

一方、すべり面の形成を分岐解析（分岐荷重・分岐モード解析）の結果から予測しようとする種々の試みも行われている^{9)~12)}。これらの解析では、土質定数の違いに伴ってせん断帯形成の前兆現象と考えられるひずみの局所化が発生する分岐荷重や軸ひずみ量は変化するが、予測されるすべり面の傾きに関しては大きな違いは認められないことが報告されている^{10)~12)}。

本研究では、有限変形理論に基づいた土/水連成有限要素法を用いて、平面ひずみ非排水条件下で圧縮せん断試験を行い、ひずみの局所化からせん断帯の形成に至る供試体の変形現象をシミュレートした。また、塑性指数の違いがせん断帯形成に及ぼす影響についても考察を行っている。

2. すべり面の傾きと塑性指数の関係

粘性土供試体に形成されるすべり面の傾きは、Hvorslev の破壊基準に用いられる強度定数の一つである有効内部摩擦角 ϕ_e と密接な関係にあることが知られており、その関係式は次式で与えられる¹³⁾。

$$\alpha_f(^{\circ}) = 45 + \phi_e/2 \tag{1}$$

一方、従来より、多くの研究者によって粘性土の三軸圧縮試験等の要素試験が行われている。既往の実験結果^{14)~24)}から得られた種々の Hvorslev の破壊基準に用いられる有効内部摩擦角 ϕ_e と PI の関係に着目すると、図-1 のような関係が得られる。図より、塑性指数が大きな比較的高塑性な粘性土に比較して、塑性指数が小さな低塑性な土、いわゆる中間土の場合には、有効内部摩擦角 ϕ_e は増大する傾向が認められる。データのばらつきはある程度認められるものの、塑性指数 PI と有効内部摩擦角 ϕ_e との関係は、比較的良好な相関関係にあるといえる。この関係を直線回帰すれば、次式が得られる。

$$\phi_e(^{\circ}) = -0.205 \cdot PI + 33.8 \tag{2}$$

なお、この関係は、今後、データの蓄積をはかることによって、より信頼性の高い関係式となるものと考えられる。

破壊面の傾き α_f と塑性指数 PI の関係式は、式 (1) に式 (2) を適用することにより次式として得られる。

$$\alpha_f(^{\circ}) = 61.9 - 0.1025 \cdot PI \tag{3}$$

したがって、塑性指数 PI が小さくなるのに伴い、粘性土供試体に形成される破壊面の傾き α_f は大きくなるのがわかる。

一方、すべり面の発生位置、および形態を予測するために、平面ひずみ非排水条件下で圧縮せん断を行う際の分岐解析（いわゆる、分岐荷重・分岐モード解析）が行われている。このような分岐解析を行うと、最終的に一本の明瞭なすべり面（いわゆる、破壊面）が形成されて

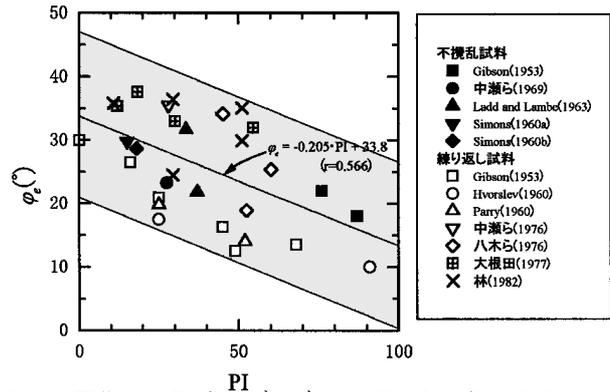


図-1 既往の実験結果^{14)~24)}から得られた塑性指数 PI と Hvorslev の破壊基準（有効内部摩擦角 ϕ_e ）の関係

表-1 本解析に用いた土質定数推定法^{28)~30)}

λ	$0.02 + 0.0045 PI$
κ	$0.00084(PI - 4.6)$
N	$1.517 + 0.019 PI$
M	1.65
D	$0.00082 PI + 0.0159$

破壊に至ると推察される非対称1次変形モードの非一様変形が生じる場合には、土質定数の違いは、その非一様変形が生じる応力比、すなわち分岐荷重に影響を及ぼすことは明らかにされている。しかしながら、その予測されるすべり面の傾きには大きな影響を及ぼさないことが報告されている^{10)~12)}。この分岐解析では、非一様変形が生じたときの供試体内の最大せん断ひずみなどの微小なばらつきに着目しているため、最終的に形成されるすべり面の詳細な傾きを検証する場合には適さないことが推察される。したがって、すべり面の傾きを的確に表現する場合には、他の解析手法をも考慮することが重要になると考えられる。

3. 粘性土の構成方程式

粘性土の圧密・せん断挙動を統一的に表現できる粘性土の構成方程式の一つとして、Roscoe *et al.*²⁵⁾によって提案された Cam-clay モデルがある。この構成方程式は、4つの土質定数 (λ, κ, e_0, M) から正規圧密粘性土の応力-ひずみ曲線を定式化することができ、広く一般に認められている。本研究で用いる粘性土の構成方程式は、上記の Cam-clay モデルを有限変形理論により拡張したもの²⁶⁾である（付録参照）。

本解析に適用する土質定数は、塑性指数 (PI) に基づいて決定する。このような土質定数の推定法には、Iizuka and Ohta²⁷⁾による方法や Kamei^{28), 29)}および Nakase *et al.*³⁰⁾による方法が提案されている。前者は、一連の土質定数

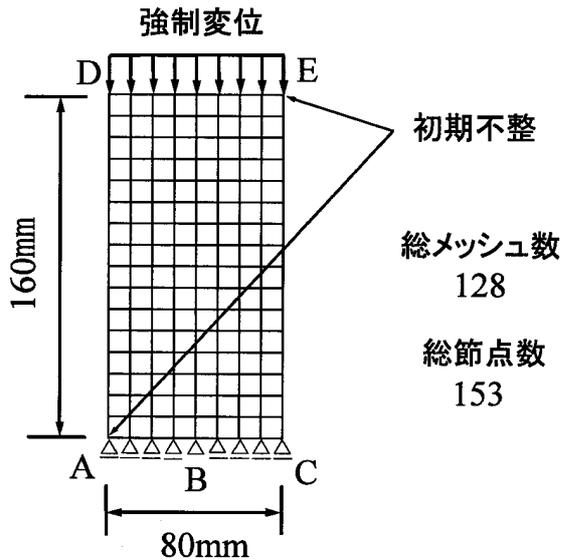


図-2 解析に用いた有限要素メッシュ

を推定するために土の物理試験結果のほかに標準圧密試験等の結果も必要となる。一方、後者は土の物理試験結果のみから土質定数を推定することが可能であり、より簡便で広範な土の種類への適用性を有する。そこで、本解析では Kamei²⁸⁾・²⁹⁾ および Nakase *et al.*³⁰⁾ によって提案されている土質定数推定法を用いるものとする。この推定法から決定された土質定数を適用した解析結果は、三軸試験による要素試験^{30)~33)}、遠心載荷実験によるモデル実験²⁸⁾・³²⁾、実地盤の変形挙動³⁴⁾・³⁵⁾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。表-1にこの土質定数推定法を示す。ここで、 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 $(1+e)$ を表している。

4. 解析手法および解析条件

本研究では、土質定数の違いが粘性土供試体に形成されるすべり面に及ぼす影響を明らかにするために、平面ひずみ条件下で塑性指数が異なる3種類の粘性土供試体を圧縮せん断する場合について、有限要素解析を行う。本解析に用いた有限要素解析手法は、有限変形弾塑性理論に基づいた土/水連成解析⁴⁾~⁶⁾を適用しており、志比ほか⁷⁾・⁸⁾の有限要素解析プログラムを改良したものである。

対象とした供試体は、初期供試体高さが160mm、幅が80mmとし、4節点アイソパラメトリック要素を用いて図-2に示すように要素分割を行った。なお、全要素数は128個、全節点数は153個となる。供試体内に認められるひずみの局所化やせん断帯の形成を、有限要素解析を用いてシミュレートする場合には、初期供試体の形状に不整形（以下、初期不整と呼ぶ）を導入して解析する方法が簡便で、より実用的な手法であることが明らかとな

表-2 本解析に用いた土質定数

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

っている⁵⁾~⁸⁾。本解析では、供試体の左下隅の点Aと右上隅の点Eにおいて、供試体表面を内側に 10^{-2} mm 窪ませることにより、初期不整を表現することとする。この初期不整の位置、および形状は、有限要素解析結果に及ぼす影響が少ないことがすでに報告されている⁷⁾。また、実際の三軸圧縮試験等の供試体には、整形時に端面付近に微小な初期不整が入りやすいことともに、そのような初期不整はせん断強さに影響を及ぼしにくいと考えられる。

荷重および変位の境界条件は、下端面では鉛直変位を固定とし、水平方向への剛体移動を制限するため下端面中央の点Bにおいて水平変位を固定としたほかは移動境界とし、上端面では一様な鉛直変位により押し込みを行い、水平変位は移動境界とした。なお、側面からは大気圧を作用させる。一方、水理境界条件としては、非排水条件を与えるものとする。なお、本解析では、各要素間においても間隙水の移動を考慮しない完全非排水条件を考えている。

なお、表-1の土質定数推定法から得られた本解析に用いる土質定数を表-2に示しておく。

5. 解析結果および考察

まず、圧縮荷重時に供試体内に形成されるせん断帯の形成過程の代表例として、PI=10を有する粘性土の場合の有限要素解析結果を図-3に示す。図より、軸ひずみ量0.35%では最大せん断ひずみ分布にばらつきは認められない。したがって、導入した初期不整が最大せん断ひずみの分布性状に及ぼす影響は小さいものと考えられる。軸ひずみ量が0.40%になると、分布性状にばらつきが認められ始め、軸ひずみ量が0.45%に達すると、供試体の初期不整を導入した2隅付近の最大せん断ひずみが大きくなり、ひずみの局所化が顕著となる。また、最大せん断ひずみの大きな領域が2隅から中央へ広がっているのがわかる。軸ひずみ量が0.46%から0.47%と大きくなるのに伴い、2隅から広がった最大せん断ひずみの大きな領域は繋がり、最大せん断ひずみが大きな値となるバンド状の領域が形成される。この形成されたバンド状の領域は、せん断帯と考えられる。このせん断帯が初期不整を導入した2隅を通過していないことから、導入した初期不整の位置および形状は妥当なものであったことが推察される。なお、PI=30, 50の場合も、同様のせん断帯の形成過程が認められた。

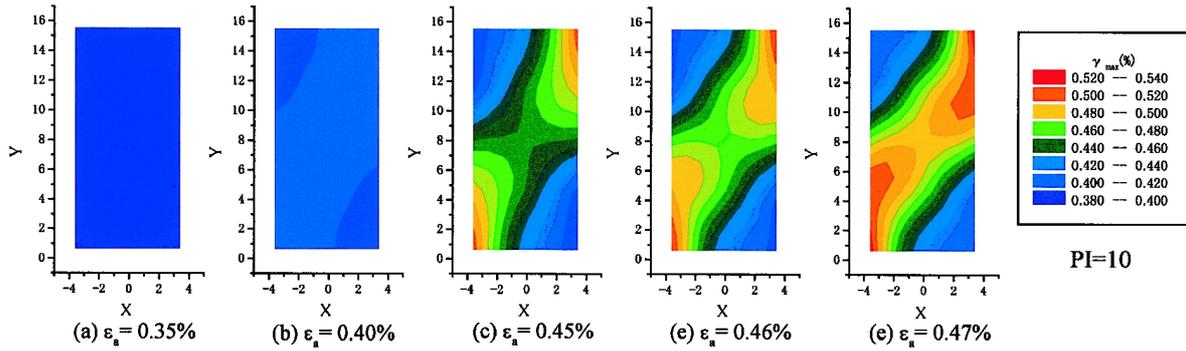


図-3 セン断帯の形成過程 (PI=10)

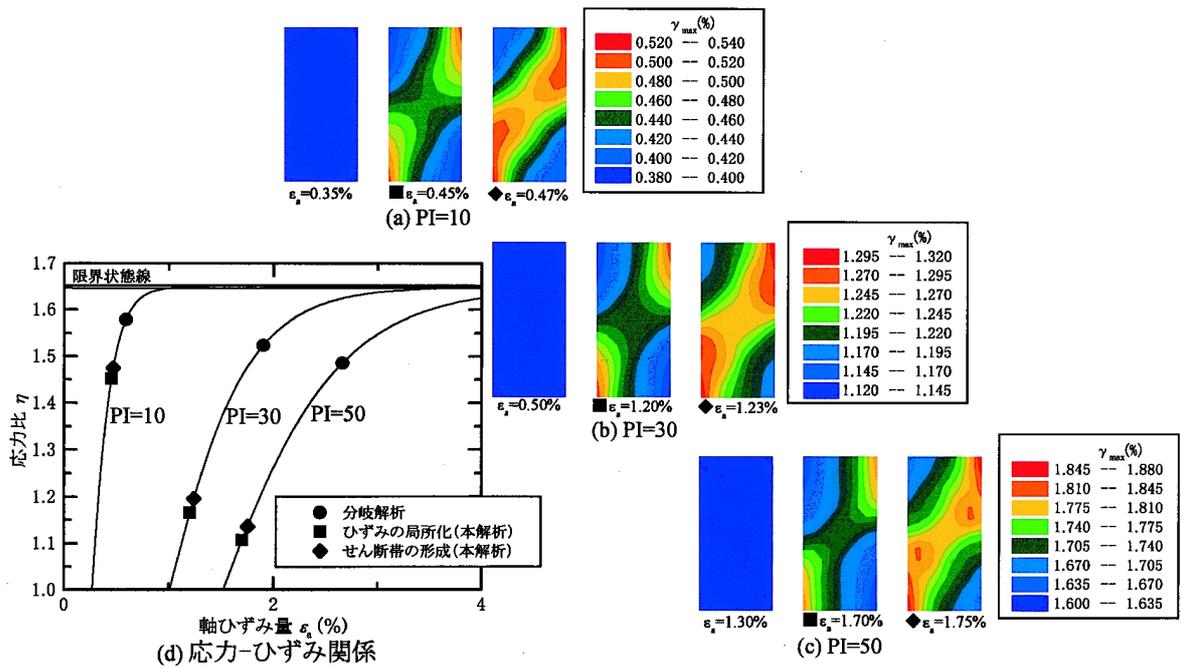


図-4 代表的な最大せん断ひずみ分布性状と軸ひずみ量および応力-ひずみ関係

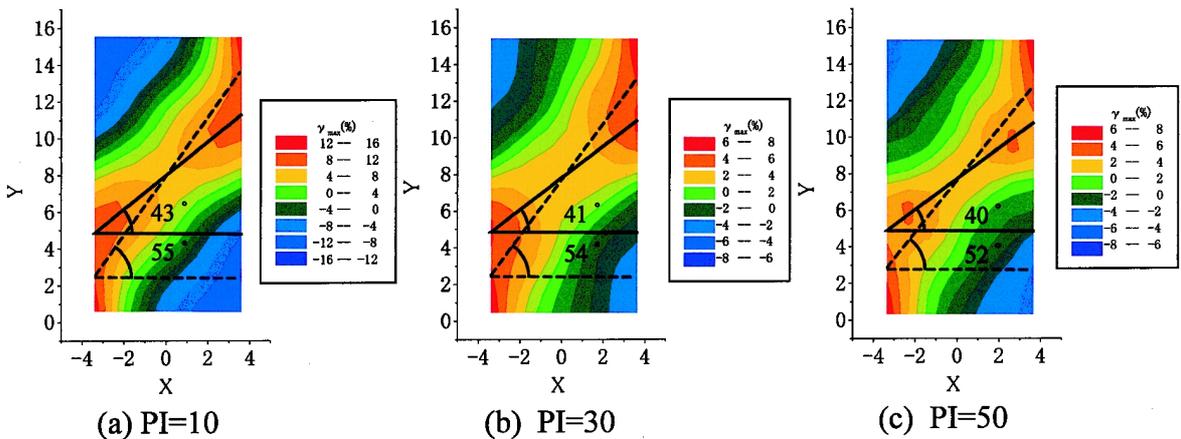


図-5 形成されたせん断帯の傾きと塑性指数の関係

次に、塑性指数の違いが載下に伴うひずみの局所化およびせん断帯の形成と軸ひずみ量に及ぼす影響について検討を行う。図-4 に $PI = 10, 30, 50$ を有する粘性土供試

体の場合について、ひずみが一般的な状態、明瞭なひずみの局所化が認められた状態、および明瞭なせん断帯が形成された状態の最大せん断ひずみ分布と応力-ひずみ関

係を示す。

塑性指数の違いに関わらず、せん断の初期の供試体内の最大せん断ひずみ分布には、値のばらつきが認められない。したがって、初期不整が供試体内の最大せん断ひずみ分布に及ぼす影響は小さいものと考えられる。

次に、ひずみの局所化、およびせん断帯が形成されるときの軸ひずみ量に着目すると、PI=10を有する粘性土供試体の場合には、軸ひずみ0.45%程度においてひずみの局所化が認められ始め、軸ひずみ0.47%程度において明瞭なせん断帯が形成されているのがわかる。ひずみの局所化、および明瞭なせん断帯が形成される軸ひずみ量は、塑性指数が大きくなるのに伴い、大きな値となる傾向を示しており、PI=30の場合では、それぞれ1.20%、1.23%程度であり、PI=50の場合には、それぞれ1.70%、1.75%程度となっている。したがって、塑性指数が大きな粘性土は小さな粘性土と比較して、ひずみの局所化およびせん断帯が形成される軸ひずみ量が大きくなるのが解析的に示された。実際の三軸試験結果においても、塑性指数が大きくなるのに伴い、破壊ひずみが増加するという傾向が報告されている^{28)・36)}。

本解析から得られたせん断帯が形成される軸ひずみ量と分岐解析結果による一様変形を保つ軸ひずみ量¹⁰⁾との比較を試みる(図-4(d))。本解析は、初期供試体に不整形を導入した擬似分岐解析であるため、载荷初期の段階から非一様変形状態となっている。したがって、せん断帯が形成される軸ひずみ量は、一様変形を保つ軸ひずみ量と比較して小さな値となっているが、塑性指数が大きな値となるのに伴いせん断帯が形成される軸ひずみ量が大きくなるという傾向は一致している。

形成されるせん断帯(例えば、 γ_{max} が4.0%程度の領域)のバンド幅に関しては、塑性指数が小さくなるほど広くなる傾向が認められる。したがって、低塑性土の場合には、高塑性土の場合よりも変形領域が広くなるのが解析的に明らかとなった。遠心载荷装置を用いた盛土破壊実験結果からも、塑性指数の小さなモデル地盤の場合には、塑性指数の大きなモデル地盤と比較して、変形領域が広くなるのが報告されている³⁷⁾。したがって、本解析結果は、塑性指数の違いが载荷に伴う変形領域の広がり及ぼす影響に関して、遠心载荷装置によるモデル実験の結果と一致している。

本研究では、すべり面をせん断帯の中央線から推定することとする。推定されたすべり面の傾き(図-5の実線)の角度に着目すると、塑性指数が小さい粘性土(PI=10)の場合には、その傾きは、43°程度であるのに対して、PI=30の場合には、41°程度となり、今回対象とした粘性土の中では最も高塑性な土(PI=50)の場合には、40°程度となる。したがって、せん断帯の中央線から得られたすべり面の傾きは、既往の実験結果より15°~20°程度小さな傾きとなった。また、実験結果からみれば誤差範囲であると考えられるが、塑性指数の低下に伴い、す

なわち高塑性土よりも中間土のような低塑性土の場合には、せん断帯の傾きは僅かに大きくなるのが解析的に明らかとなった。

なお、せん断帯内の最急勾配(図-5の破線)を用いてすべり面の傾きの推定を試みた。この場合には、すべり面の傾きは、PI=10の場合には、55°程度であるのに対して、PI=30の場合には、54°程度となり、PI=50の場合には、52°程度となった。せん断帯内の最急勾配から推測したすべり面の傾きの角度は、室内実験において認められるすべり面の傾きの角度の下限值とほぼ一致しており、本解析により工学的に十分な精度ですべり面の傾きを推定できることがわかる。

水理条件として境界非排水条件を課し、各要素間の間隙水の移動を考慮した解析においても、すべり面に進展すると考えられるせん断帯の傾きの角度は、40°~50°程度の値を示しており^{5)・6)}、本解析においてせん断帯の中央線から推定したすべり面と同程度の傾きとなっている。

一方、各点非排水条件を課した平面ひずみ圧縮せん断試験におけるせん断帯の形成メカニズムのシミュレートでは、Cam-clayモデルを用いた場合には、せん断帯の傾きが小さくなることや、非共軸項を組み込んだ非共軸Cam-clayモデルを用いることにより、せん断帯の傾きが実際の傾きと近い値になること(PI=50程度の粘性土の場合には、せん断帯の傾きの角度が52°程度)が報告されている⁸⁾。しかしながら、Cam-clayモデルを用いた場合には、载荷によって形成されるせん断帯は、非共軸Cam-clayモデルを用いた場合よりも、明瞭に形成されることも報告されている⁸⁾。今回は、载荷にともなうせん断帯の形成を明瞭にシミュレートするために、粘性土の構成方程式として、Cam-clayモデルを用いた解析を行ったが、今後は、非共軸Cam-clayモデルを用いた解析を行うことにより、さらに精度のよいせん断帯の形成メカニズムの解明が進展していくものと考えられる。

6. 結論

有限変形理論に基づいた土/水連成有限要素法を用いることにより、平面ひずみ非排水条件下で粘性土供試体を圧縮せん断する際に供試体に認められるひずみの局所化からせん断帯の形成へと至る変形現象をシミュレートできることが示唆された。また、粘土と比較して、中間土のような塑性指数の小さな土では、小さな軸ひずみ量でせん断帯が形成されることを解析的に示した。

付録 有限変形 Cam-clay モデル²⁶⁾

有限変形 Cam-clay モデルの降伏関数は、次式で表される。

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

ここで、 p' と p'_0 はそれぞれ平均有効主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。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することにより、変形速度 D の塑性成分 D^p が得られる。

$$D_{ij}^p = A \frac{\partial f}{\partial T'_{ij}} \quad (A-2)$$

ここで、 A は比例定数である。弾性部分にフックの法則を仮定すると、最終的に、有限変形 Cam-clay モデルの構成方程式は次式となる。

$$\begin{aligned} \dot{T}'_{ij} = & \left\{ \left(\tilde{K} - \frac{2}{3} \tilde{G} \right) \delta_{ij} \delta_{kl} + \tilde{G} (\delta_{ik} \delta_{jl} + \delta_{il} \delta_{jk}) \right. \\ & \left. - \frac{1}{\tilde{G} + \tilde{K} \beta^2 + h} \left(\frac{\tilde{G}}{\bar{\tau}} S_{ij} - \tilde{K} \tilde{\beta} \delta_{ij} \right) \left(\frac{\tilde{G}}{\bar{\tau}} S_{kl} - \tilde{K} \tilde{\beta} \delta_{kl} \right) \right\} D_{kl} \end{aligned} \quad (A-3)$$

ここで、 \dot{T}' は有効 Cauchy 応力 T' の共回転速度を、 S は T' の偏差成分を表しており、 $\bar{\tau} = \sqrt{S_{ij} S_{ij} / 2}$ である。限界状態における応力比を M とすると、 $\tilde{\beta} = (M - \eta) / \sqrt{3}$ は限界状態への隣接度を示す関数であり、 $h = (\tilde{\beta} / \sqrt{3} D) p'$ は硬化係数を表す。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。

$$\tilde{K} = \tilde{K}_0 p', \quad \tilde{G} = \tilde{G}_0 p' \quad (A-4)$$

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。

参考文献

- Saada, A. S., Bianchini, G. F. and Liang, L.: "Cracks, bifurcation and shear bands propagation in saturated clays", *Geotechnique*, Vol.44, No.1, pp.35-64, 1994.
- Saada, A. S., Liang, L., Figueroa, J. L. and Cope, C. T.: Bifurcation and shear band propagation in sands, *Geotechnique*, Vol.49, No.3, pp.367-385, 1999.
- 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.
- 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.
- 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.
- 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.
- 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.
- 志比利秀, 亀井健史, 永吉雄大, 武田幸子: 非共軸パラメータの違いがひずみの局所化の進展に及ぼす影響, *土木構造・材料論文集*, No.17, pp.121-127, 2001.
- 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.
- 志比利秀, 亀井健史: 土質定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, *島根大学総合理工学部紀要シリーズA*, Vol.34, pp.13-28, 2000.
- 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.
- 志比利秀, 亀井健史: 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, *土木学会論文集*, No.715/III-60, pp.297-309.
- 例えば, *地盤工学会編: 地盤工学ハンドブック*, pp.65-67, 1999.
- Gibson, R. E.: Experimental determination of the true cohesion and true angle of internal friction in clays, *Proceedings of the 3rd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol.1, pp.126-130, 1953.
- 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特性の変化, *港湾技術研究所報告*, 第8巻, 第4号, pp.103-143, 1969.
- Ladd, C. C. and Lambe, T. W.: The strength of "undisturbed" clay determined from undrained tests, *Laboratory Shear Testing of Soils*, American Society for Testing and Materials, STP, No.361, pp.342-371, 1963.
- Simons, N. E.: Comprehensive investigation of the shear strength of an undisturbed Drammen clay, *Proceedings, Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soils*, Boulder, Colorado, pp.727-745, 1960a.
- Simons, N. E.: The effect of overconsolidation on the shear strength characteristics of an undisturbed Oslo clay, *Proceedings, Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soils*, Boulder, Colorado, pp.747-763, 1960b.
- Hvorslev, M. J.: Physical components of the shear strength of saturated clays, *Proceedings, Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soils*, Boulder, Colorado, pp.169-273, 1960.
- Parry, R. H. G.: Triaxial compression and extension tests on remoulded saturated clays, *Geotechnique*, Vol.10, No.4, pp.166-180, 1960.

- 21) 中瀬明男, 日下部治, 大根田秀明: 粘性土のせん断特性に及ぼす粒度の影響(第1報), 第11回土質工学研究発表会発表講演集, pp.251-254, 1976.
- 22) 八木則夫, 西田義親, 稲寺 隆: 繰り返し再圧密土のせん断特性, 第11回土質工学研究発表会発表講演集, pp.307-310, 1976.
- 23) 大根田秀明: 土のせん断特性に及ぼす粒度の影響, 東京工業大学修士論文, pp.190, 1977.
- 24) 林 英輝: 過圧密粘性土の強度特性, 東京工業大学卒業論文, pp.143, 1982.
- 25) Roscoe, K. H., Schofield, A. N. and Thurairajah, A.: Yielding of clays in states wetter than critical, *Geotechnique*, Vol.13, pp.211-240, 1963.
- 26) 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.
- 27) Iizuka, A. and Ohta, H.: A determination procedure of input parameters in elasto-viscoplastic finite element analysis, *Soils and Foundations*, Vol.27, No.3, pp.71-87, 1987.
- 28) 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.
- 29) Kamei, T.: Dilatancy characteristics of normally consolidated cohesive soils, *Soils and Foundations*, Vol.29, No.1, pp.165-172, 1989.
- 30) 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.
- 31) 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.
- 32) 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.
- 33) Kamei, T.: Experimental and numerical investigation of the undrained shear characteristics of undisturbed clay, *Earth Science*, Vol.50, No.3, pp.213-222, 1996.
- 34) 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.
- 35) 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.
- 36) 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.
- 37) 中瀬明男, 日下部治, 亀井健史, 鈴木弘之: 粘性土地盤の異方性と塑性指数, 土と基礎, Vol.32, No.11, pp.19-24.