

Cam-clay モデルを用いた有限変形有限要素法による 盛土基礎地盤の非排水変形挙動予測

亀井 健史¹⁾, 珠玖 隆行²⁾

¹⁾ 島根大学総合理工学部 地球資源環境学科

²⁾ 島根大学大学院総合理工学研究科 地球資源環境学専攻

Prediction of undrained deformation behavior of clay foundation under embankment using finite element method with Cam-clay model

Takeshi KAMEI¹⁾ and Takayuki SHUKU²⁾

¹⁾ *Department of Geoscience*

Interdisciplinary Faculty of Science and Engineering, Shimane University

²⁾ *Department of Geoscience*

Interdisciplinary Faculty of Science and Engineering, Graduate School of Shimane University

Abstract

In this paper, deformation behavior of clay foundation under embankment fill has been simulated by deformation analysis using soil/water coupled finite element method with Cam-clay model based on finite deformation and infinitesimal deformation theory. Comparisons have been carried out between the finite and infinitesimal deformation analytical results to investigate the usefulness of finite deformation theory for the deformation analysis of embankment foundation. The results of the numerical simulation were also assessed both qualitatively and quantitatively by comparisons with the centrifuge test results. However, the foundation deformation behavior computed by infinitesimal deformation analysis overestimated compared to that by finite deformation analysis. Economical construction seems possible, using finite deformation theory for the deformation theory for the deformation analysis of embankment foundation.

1. はじめに

わが国は、国土が狭く、その大部分を地形の急峻な山地が占めるとともに、限られた平野部には軟弱地盤が広く分布しているため、毎年多くの地盤災害が発生している。一方、経済成長につれて人間の活動範囲が拡大し、その範囲は地盤条件の悪い軟弱地盤上にまで及んでいる。また、生活利便性の向上などの理由から、都市内などのように用地幅に制限のある地域や既設構造物に近接した場所などで構造物を建設する必要性に迫られている。このような場合には、支持地盤の破壊のみならず、地盤の沈下や側方流動など周辺地域に影響を及ぼすような現象にも注意を払う必要がある。これらの現象を回避するためには、数値解析手法（有限要素法等）を用いた地盤の変形解析を行うことにより、近接施工が周辺地盤に及ぼす影響を定量的に予測することが工学的に有意となる。

近年、計算機の発達や土の力学的挙動をよく表わす構

成モデルの出現によって、土の構成モデルに用いる土質定数を精度よく求めることができれば、有限要素法の数値解析を用いて地盤の変形挙動をある程度予測することが可能となってきている^{1)~3)}。

このような地盤の変形解析は、例えば、地盤の変形が工学的に無視できるほど十分に小さいと考え、載荷に伴う変形を考慮せずに変形挙動を求める微小変形理論に基づいた解析（微小変形解析）と載荷に伴う地盤の変形が無視できないほど大きいと考え、その変形量を考慮することにより変形挙動を求める、いわゆる有限変形理論に基づいた解析（有限変形解析）とに分けて考えることができる。前者は、載荷に伴う変形を無視し、変形に省略や近似を行うため、定式化が比較的容易となり、これまで多くの地盤解析に用いられている^{1)~3)}。しかしながら、載荷に伴う変形（面積変化）を無視することによって応力を過大評価する可能性がある。一方、後者は、載荷に伴う変形を考慮し、現象を厳密にモデル化するため定式

化が複雑となるが、応力を理論的に正しく評価できる。そのため、せん断帯形成等の大変形に至るような問題を対象とする場合には、有限変形解析が非常に有効な手法となると考えられる。近年、粘性土供試体^{4)~9)}やモデル地盤^{10)~13)}、さらには実地盤^{14), 15)}を対象とした有限変形解析が報告されており、また、弾性体のモデル地盤を対象とした微小変形・有限変形の両解析手法の違いが解析結果に及ぼす影響についても検討されている¹⁰⁾。しかしながら、地盤解析において一般的に用いられている弾塑性モデルを用いた有限変形・微小変形の両解析結果の違いが地盤解析結果に及ぼす影響に関しては詳細に検討されておらず、不明な点が多い。

そこで本研究では、上記の点に着目し、微小変形解析・有限変形解析の両解析手法の違いが解析結果に及ぼす影響を定量的に明らかにするため、土/水連成有限要素解析によって盛土築造に伴う基礎地盤の変形挙動をシミュレートした。その際、土の構成モデルとしては、世界的に有名で、かつ、用いる土質定数が比較的少ない弾塑性モデルである Cam-clay モデル^{16)~18)}を用いた。そこで、両解析から得られる沈下や側方変形、最大せん断ひずみ分布の比較を行い、解析結果の違いを定量的に明らかにした。さらに、遠心模型実験^{19), 20)}で観察された盛土基礎地盤の破壊現象を両解析手法によってシミュレートし、解析結果と実測結果の比較を行った。また、有限変形・微小変形両解析結果の比較・検討も行った。

2. 土の構成モデル

本研究では、粘性土の構成式として Cam-clay モデル^{16)~18)}を用いる。この構成式は、微小変形理論と弾塑性理論に基づいて誘導されており、4つの比較的少ない土質定数から正規圧密粘性土の圧密・せん断挙動を統一的に表現できることが広く一般に認められている。また、有限変形解析を行う際には、このモデルを有限変形に拡張したモデル²¹⁾を用いることとする。以下、有限変形に拡張された Cam-clay モデルについて、簡単に説明する。

まず、全応力 T_{ij} 、有効応力 T'_{ij} と間隙水圧 u の間に次式で与えられる有効応力の原理を仮定する。

$$T'_{ij} = T_{ij} + u\delta_{ij} \quad (1)$$

δ_{ij} はクロネッカーデルタである。

このとき、Cam-clay モデルに用いられたパラメータ、平均有効主応力 p' と一般化された偏差応力 q は、それぞれ次式で表現される。

$$p' = \frac{1}{3}T'_{ii}, \quad q = \sqrt{\frac{3}{2}S_{ij}S_{ij}} \quad (2)$$

ここで、 S_{ij} は有効 Cauchy 応力 T'_{ij} の偏差成分である。

このとき、Cam-clay モデルの降伏関数は次式で与えられる。

$$F = f(q, p', p'_0) - v^p = 0 \quad (3)$$

p'_0 は初期状態における平均有効主応力であり、 v^p は塑性体積ひずみである。式(3)の完全形は次式で表現される。

$$f = \frac{\lambda - \kappa}{1 + e_0} \ln \frac{p'}{p'_0} + D\eta - v^p = 0 \quad (4)$$

ここで、 η は p' と一般化された偏差応力 q との比である。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_0 は初期間隙比を表す。 D はダイレイタンシー係数²²⁾であり、限界状態での応力比 M を用いて $D = (\lambda - \kappa) / \{M(1 + e_0)\}$ と表現できる。

Cam-clay モデルの場合、変形速度 D の塑性成分 D^p は、この降伏関数 f に対して関連流れ則を適用することにより得られる。なお、 $d\epsilon_{ij}^{*p}$ は $d\epsilon_{ij}^p$ の偏差成分を表している。

$$2d\epsilon_{ij}^{*p} = \frac{1}{h} \frac{S_{ij}}{\bar{\tau}} \left(\frac{S_{kl}}{2\bar{\tau}} d\sigma'_{kl} + \frac{1}{3} \bar{\beta} d\sigma'_{kk} \right) \quad (3)$$

$$D^p = \frac{\bar{\beta}}{h} \left(\frac{S_{kl}}{2\bar{\tau}} d\sigma'_{kl} + \frac{1}{3} \bar{\beta} d\sigma'_{kk} \right) \quad (4)$$

ここで、 $d\sigma'_{ij}$ は有効応力の増分を表しており、 $\bar{\tau} = \sqrt{S_{ij}S_{ij}/2}$ である。 $\bar{\beta} = (M - \eta) / \sqrt{3}$ は限界状態への隣接度を表す関数であり、 $h = (\bar{\beta} / \sqrt{3}D)p'$ は硬化係数を表す。このとき、Cam-clay モデルの構成式は次式で与えられる。

$$d\sigma'_{ij} = \left\{ \left(\tilde{K} - \frac{2}{3} \tilde{G} \right) \delta_{ij} \delta_{kl} + \tilde{G} (\delta_{ik} \delta_{jl} + \delta_{il} \delta_{jk}) - \frac{1}{\tilde{G} + h} \left(\frac{\tilde{G}}{\bar{\tau}} S_{ij} + \tilde{K} \bar{\beta} \delta_{ij} \right) \left(\frac{\tilde{G}}{\bar{\tau}} S_{kl} + \tilde{K} \bar{\beta} \delta_{kl} \right) \right\} d\epsilon_{kl} \quad (5)$$

ここで、 $\tilde{K} (= (1 + e)p' / \kappa)$ と $\tilde{G} (= 3(1 - 2\nu)\tilde{K} / \{2(1 + \nu)\})$ はそれぞれ体積弾性係数とせん断弾性係数を表しており、 $\tilde{K}\bar{\beta}^2 + h$ を \tilde{h} とおいた。

3. 解析対象と手法

本研究では、盛土基礎地盤の変形挙動を、有限変形理論および微小変形理論に基づいた有限要素解析を行うことによって得られる解析結果の違いについて考察している。ここでは、有限変形理論における定式化を簡単に示

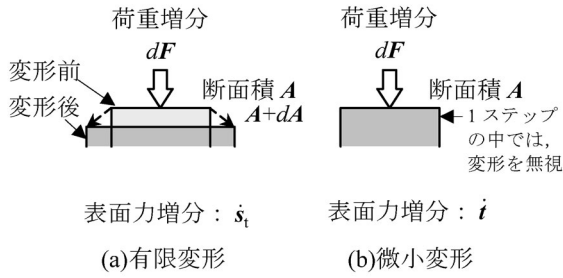


図-1 有限変形理論と微小変形理論における表面力の違いの概念

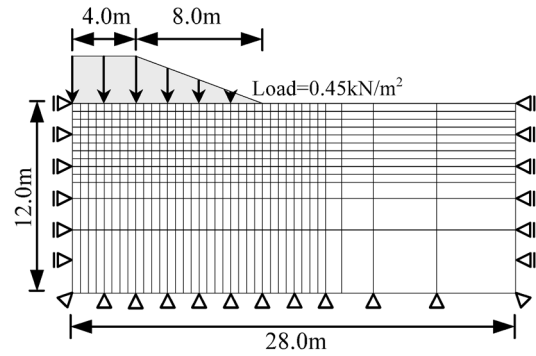


図-2 本解析に用いた解析条件

し、微小変形理論との違いを指摘する。

有限変形理論においては、準静的で物体力が無視できる場合、増分釣合式の弱形式は次式で表される³⁾。

$$\int_v \dot{S}_i \cdot \delta L dv = \int_a \dot{s}_i \cdot \delta v da \quad (5)$$

ここで、 $\dot{S}_i (= \dot{T} + T(\text{tr}D) - T\dot{L}^T)$ は公称応力速度であり、 $\dot{s}_i (= \dot{S}_i n = \dot{i} + (\text{tr}D - n \cdot Dn)t$, t : 表面力, n : 法線ベクトル) は公称表面力速度を表している。これらを式(5)に代入し、有効応力表示することによって次式が得られる。

$$\begin{aligned} & \int_v \{ \dot{T}' \cdot \delta D + T'(\text{tr}D) \cdot \delta D - (T'D + DT') \cdot \delta D \\ & + LT \cdot \delta L - u(\text{tr}D)I \cdot \delta D + uL^T \cdot \delta L - iI \cdot \delta D \} dv \\ & = \int_a \{ \dot{i} \cdot \delta v + (\text{tr}D - n \cdot Dn)t \cdot \delta v \} da \end{aligned} \quad (6)$$

微小変形理論の場合には、変形が十分小さいと考えるため、左辺第2項から第6項まで(変形に起因する内部の応力変化)と右辺第2項(変形に起因する外部からの応力変化)が省略される。圧縮荷重を行う場合の外部からの応力変化に着目すると、有限変形解析においては、圧縮に伴って荷重面が増加するため応力が減少することとなる(右辺第2項の効果、図-1)。しかしながら、微小変形解析では右辺第2項が省略されているため、外力を過大評価することになる。したがって、微小変形解析を行う場合には、実地盤の変形量を過大評価する可能性について十分な注意が必要となる。

3. 2 有限要素法、境界条件およびモデル地盤

本研究では、有限変形理論および微小変形理論に基づいた有限要素法を用いて変形解析を行う。具体的には盛土築造に伴う粘性土地盤の変状予測を評価するために、図-2に示すような解析条件を設定した。本研究では盛土荷重に伴う粘性土地盤の短期安定問題、すなわち急速載

表-1 解析に用いた土質定数⁴⁾

λ	=	0.231
κ	=	0.042
ν	=	0.333
e	=	1.5
M	=	1.43
k	=	1.0×10^{-9} (m/s)

荷試験を対象とした。軟弱粘性土層が深度 0.5m から深度 12.0m までを占め、その下位に基盤が存在するモデル地盤を考えた。なお、地表面から深度 0.5m の範囲には砂層を設定するとともに、地盤を飽和状態と仮定した。軟弱粘性土地盤の土質定数は梅田粘土の結果⁴⁾を用い(表-1)、透水係数 k は塑性指数から決定した¹⁹⁾。盛土築造過程は、1ステップ当り 0.45kN/m^2 の荷重速度で連続的に荷重し、最終の盛土形状を盛土幅 24m、盛土高さ 3.30m に設定して解析を行った。なお、盛土に関しては、地盤の変形・破壊現象は盛土の荷重が主要因となって発生するという観点から、簡単のため盛土に相当する荷重を基礎地盤に作用させることによって表現している。

軟弱粘性土地盤は、土骨格の変形および間隙水圧に関して 8 節点アイソパラメトリック要素を用いて、要素分割した。全要素数は 468 個で、全節点数は 1503 個である。モデル地盤として、図-2に示すような盛土中央で左右対称となる地盤を対象とした。変形に関する境界条件は、盛土の中央と右側遠方境界において水平変位を固定とし、底面境界において鉛直・水平変位固定と仮定した。一方、水理境界条件は、盛土中央、底面と右側遠方境界で非排水とし、地表面において排水とした。

4. 有限変形解析結果と微小変形解析結果との比較および考察

有限変形解析と微小変形解析の違いが盛土基礎地盤の変形挙動に及ぼす影響を明らかにするため、各解析手法

から得られた盛土载荷に伴う地盤の変状を図-3, 図-4に示す. 図-3は, 有限変形解析の結果であり, 図-4は微小変形解析の結果を示している. なお, 地盤の変状を明瞭に示すために, 変形量は3倍に拡大して図示した.

まず, 有限変形解析結果に着目すると, 盛土高さ2.3mの段階(図-3(a))では, 盛土中央から法肩付近まで一様な沈下が僅かに生じている. 盛土斜面下での地表面の沈下量は, 法肩から法尻にかけて徐々に減少していき, 法尻付近では僅かな隆起が認められる. さらに载荷が進行し, 盛土高さが2.9m(図-3(b))に達すると, 盛土高さ2.3mでは一様な沈下を示していた盛土中央から法肩付近までの沈下量に差が認められ始め, 盛土中央部直下の沈下量と比較して盛土法肩直下の沈下量が僅かに大きくなっている. また, 盛土法尻付近の隆起量も増加している. その結果, 盛土法肩直下から法尻付近までの鉛直変位量の差が増大し, 盛土法肩直下から法尻付近まで地表面の傾きが大きくなっていることがわかる. 盛土高さが2.9mから3.3mへと増加するのに伴って, 盛土下での地表面沈下や盛土法尻付近での隆起が顕著に認められるようになる(図-3(c), (d)). とくに盛土法肩直下では, 地表面の沈下が著しい. また, 盛土斜面下の地表面に着目すると, その傾斜は盛土高さの増加に伴って増加し, その結果, 地表面が反時計回りに回転している様子が確認できる. 盛土高さが3.3mに達したとき(図-3(d))の要素形状に着目すると, 要素に顕著なせん断変形が認められる領域(正方形から平行四辺形に変形している要素が占める領域)は, 盛土法肩直下の深度2m程度位置から盛土外側に向かって下方に伸び, 盛土中央から9m程度において深度3m程度に達している. さらにその領域は, 盛土中央から遠ざかるのに伴って上方へと伸び, 盛土法尻先端へと広がっている. すなわち, せん断変形の顕著な領域が円弧状に分布していることがわかる. したがって, この円弧に囲まれた領域が剛体の回転運動のごとく移動することにより, 地盤の変状が発生しているものと考えられる. 最終的には, 円弧状の領域にすべり面が形成されるものと予測される.

つぎに, 微小変形解析結果に着目する(図-4). 微小変形解析においても有限変形解析とほぼ同様の地盤の変形挙動が認められる. すなわち, 盛土の载荷に伴って盛土下で沈下が生じ, 盛土法肩直下から法尻にかけて沈下量が減少し, 法尻付近で隆起が発生している様子がわかる. また, 予測されるすべり面の形成位置もほぼ一致している. しかしながら, 盛土高さが2.9mを超えるような場合には, 微小変形解析から得られた変形量は, 有限変形解析結果と比較して僅かに大きい. 具体的には, 微小変形解析において盛土高さ3.1mの段階から得られた地盤の変状は, 有限変形において盛土高さ3.3mの段階で認められた地盤の変状と変形量がほぼ同程度となった. このことは, 有限変形解析では, 許容される変形量に対し

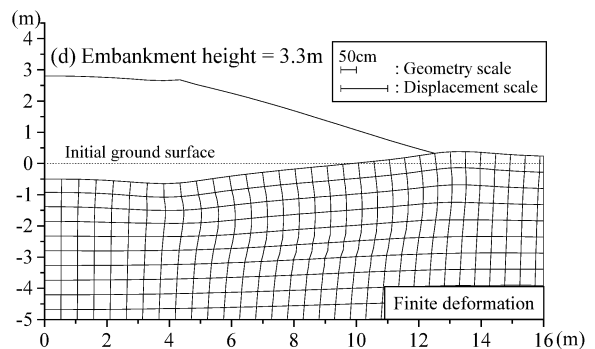
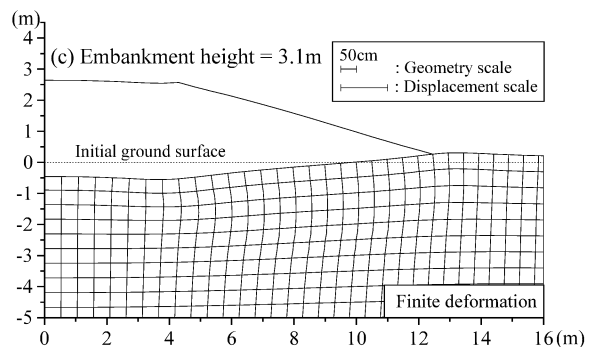
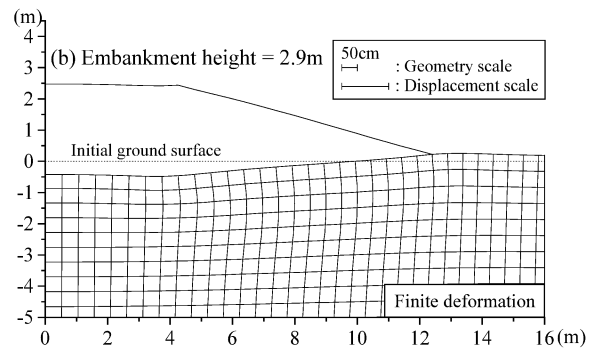
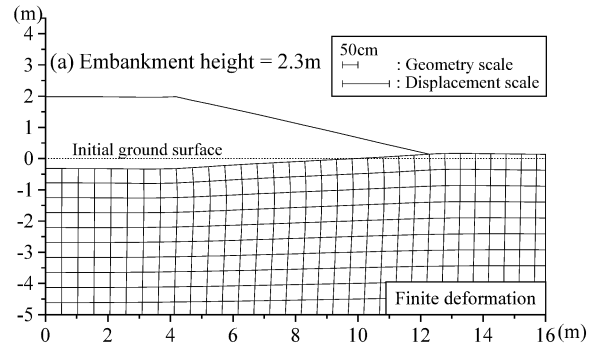


図-3 盛土载荷に伴う基礎地盤の変状(有限変形解析)

て, 微小変形解析を用いた場合より大きな盛土高さまで盛り立て可能なことを意味している. これは, 有限変形解析では载荷に伴う面積変化等の幾何学的非線形性を考慮しているのに対して, 微小変形解析では考慮していな

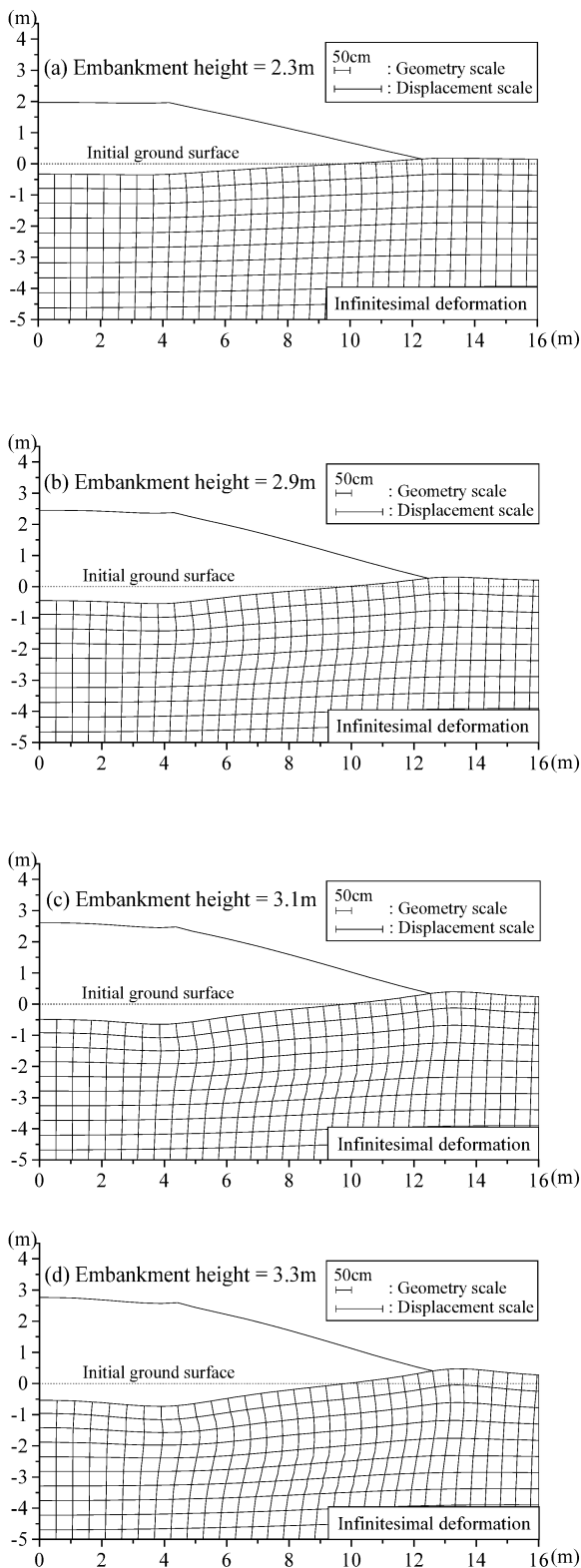


図-4 盛土荷重に伴う基礎地盤の変状(微小変形解析)

いため盛土荷重を過大に評価していることが一要因として挙げられる。したがって、盛土築造に伴う地盤の変形挙動を予測する際に、有限変形解析を用いることによって、微小変形解析を用いた場合と比較してより経済的な

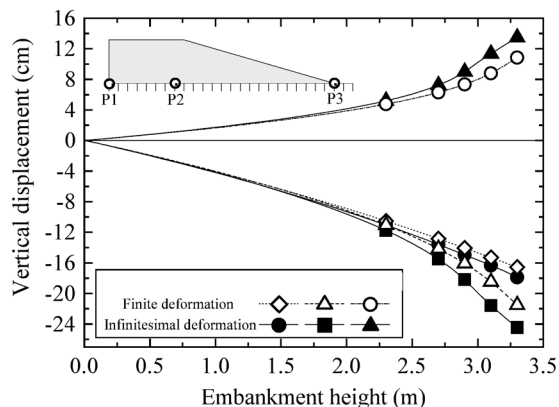


図-5 鉛直変位と盛土高さの関係

評価が可能になるものと考えられる。

鉛直変位と盛土高さの関係について詳細な検討を行う(図-5)。ここでは、盛土中央(P1)、最大の沈下量が認められる盛土法肩付近(P2)および盛土法尻(P3)における鉛直変位と盛土高さの関係に着目する。まず、有限変形解析結果に着目すると、盛土高さが2.3m程度までは、P1とP2の沈下量に差は認められず、ともに沈下量が直線的に増大しており、盛土高さ2.3mにおいて11cm程度に達している。一方、P3では直線的に隆起量が増加しており、盛土高さ2.3mにおいて5cm程度の隆起量が認められる。盛土高さが2.3mを超える場合には、P1においては2.3m以下の場合と同様にほぼ直線的に沈下量が増加しているが、P2においては沈下速度が増加していることがわかる。その結果、盛土高さ3.3mにおいては、P1での沈下量が16cm程度となっているのに対し、P2での沈下量は21cm程度となりP1の沈下量と比較して5cm程度大きくなっている。これは、盛土高さが2.3m以下の範囲で安定的な変形挙動を示していた盛土基礎地盤が、盛土高さが2.3mを超える場合には不安定となり、盛土法肩付近から破壊し始めている可能性を示唆している。それに伴って、P3での隆起速度が増加し、隆起量も盛土高さ3.3mにおいて11cm程度に達していることがわかる。

微小変形解析の場合にも、盛土中央(P1)での沈下量は荷重の継続に伴い直線的に増加している。盛土法肩(P2)での沈下量も盛土高さが小さい場合には直線的な増加を示しているが、盛土高さが増加するにつれ沈下速度が増加している。しかしながら、P1とP2の沈下量に差が認められ始める盛土高さは、有限変形解析の結果と比較して若干低くなっていることがわかる。最終的には、盛土高さ3.3mにおいてP1の沈下量が17cm程度(有限変形解析結果と比較して約6%過大評価)、P2の沈下量が24cm程度(有限変形解析結果と比較して約14%過大評価)となり、P1とP2の沈下量の差は7cm程度と有限変形解析結果より大きくなった。また、盛土法尻(P3)の隆起量も有限変形解析結果と比較して大きくなり、盛土高さ

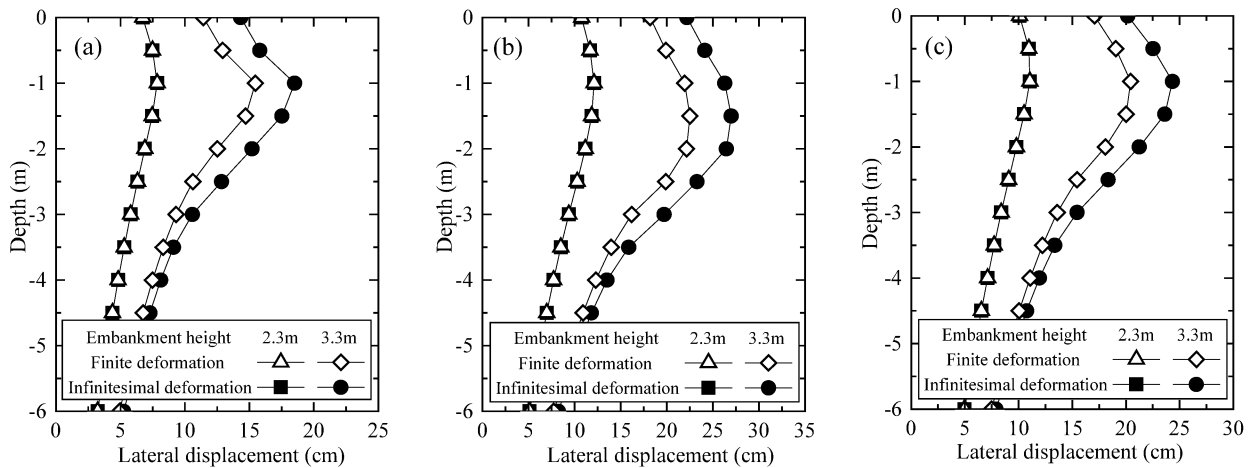


図-6 側方変位の深度分布

3.3m において 13cm 程度（有限変形解析結果と比較して約 18% 過大評価）となった。したがって、微小変形解析から得られる荷重に伴う地盤の鉛直変位量は、有限変形解析結果を 6~18% 程度過大評価しており、とくに変形量が大きな位置で顕著な過大評価となる傾向が認められた。

側方変位の深度分布に着目する。図-6 ((a)~(c)) は、それぞれ盛土中央から 4.0m（法肩付近）、8.0m（盛土斜面下）および 12.0m（法尻部）の測線での側方変位の深度分布を示している。まず、有限変形解析の場合には、盛土高さ 2.3m の段階で、いずれの測線においても、地表面から深くなるのに伴って側方変位はわずかに増加し、深度 1m 程度において最大の側方変位が認められる。それ以深では、側方変位は緩やかに減少している。荷重が進行し、盛土高さが 3.3m に達すると、いずれの測線でも側方変位が増加しており、とくに深度 3.5m 以浅での側方変位の増加が著しい。最大の側方変位が認められる深度は、法肩付近や法尻では深度 1m 程度と盛土高さ 2.3m の場合と比較して変化しなかったが、盛土斜面下では 1.5m と深くなった。これは盛土高さ 2.3m の段階では地盤がほぼ一様に変形している（鉛直方向に圧縮され水平方向に膨らんでいる）のに対して、3.3m の段階では地盤の剛体的な回転運動が発生しているためと考えられる。また、各測線での最大値は、盛土斜面下の値が最も大きく 22cm 程度を示しており、法肩付近では 16cm 程度、法尻では 20cm 程度であった。図-5 からわかるように、法肩付近では鉛直下向き、法尻では鉛直上向きの変位も卓越しているために、法肩付近や法尻での側方変位が盛土斜面下と比較して小さくなっているものと考えられる。

有限変形解析から得られた側方変位の深度分布の結果と微小変形解析から得られた結果を比較すると、盛土高さ 2.3m においては両者に明瞭な違いは認められなかった。しかしながら、盛土高さ 3.3m においては、微小変

形解析から得られた側方変位の値は、有限変形解析結果と比較して増加する傾向が認められ、法肩付近では 18cm 程度（有限変形解析結果と比較して約 13% 過大評価）、盛土斜面下では 27cm 程度（有限変形解析結果と比較して約 22% 過大評価）法尻では 24cm 程度（有限変形解析結果と比較して約 20% 過大評価）となっている。したがって、有限変形解析および微小変形解析から得られる盛土基礎地盤の側方変位の深度分布は、盛土高さが比較的低い場合には顕著な違いは認められない。しかしながら、盛土高さが高くなるのに伴って、微小変形解析結果は、有限変形解析結果と比較して側方変位を過大評価する傾向が明らかとなった。実際、微小変形解析から得られた盛土基礎地盤の側方変位は実地盤の側方変位を過大評価する傾向にあることが報告されている¹⁾²⁾。したがって、上記結果は、有限変形解析を行うことによって実地盤の側方変位に近い結果が得られる可能性を示唆している。

次に盛土荷重に伴う盛土基礎地盤内の最大せん断ひずみの分布に着目する。図-7 は有限変形解析から得られた最大せん断ひずみの分布であり、図-8 は微小変形解析から得られた最大せん断ひずみの分布を示している。なお、最大せん断ひずみのコンターは、盛土荷重前の盛土基礎地盤上に描画している。まず、有限変形解析結果に着目すると、盛土高さ 2.3m の段階で、盛土法肩直下の地表面付近に 2~3% の最大せん断ひずみが発生している。盛土高さ 2.9m の段階では、盛土法肩直下の地表面付近に認められる最大せん断ひずみの値が 3~4% に増加するとともに、2~3% の最大せん断ひずみの領域は拡大し、盛土法肩直下と盛土法尻の地表面近くを通過して、最大深度 2.5m となるような円弧状に分布している。さらに荷重が進行すると、円弧状に分布した最大せん断ひずみの値が増加し、盛土高さが 3.3m に達すると、最大せん断ひずみが局所化している円弧状の領域での最大せん断ひずみの値は 4~5% に増加している。この円弧状の領域はせん

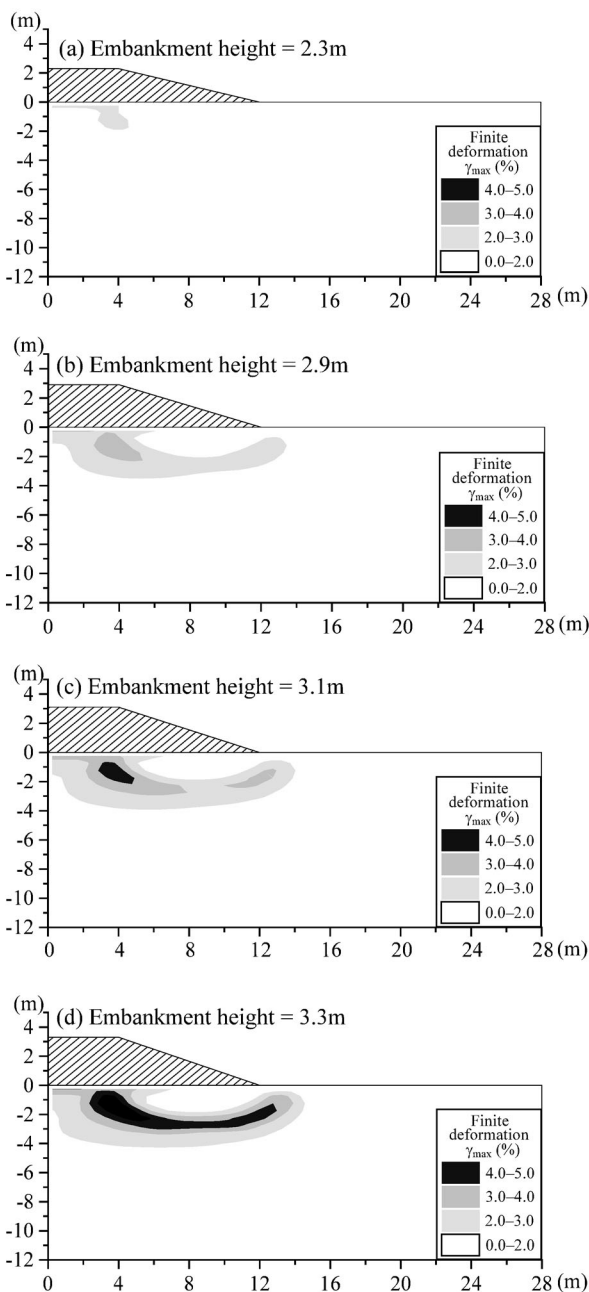


図-7 盛土载荷に伴う最大せん断ひずみ分布 (有限変形解析)

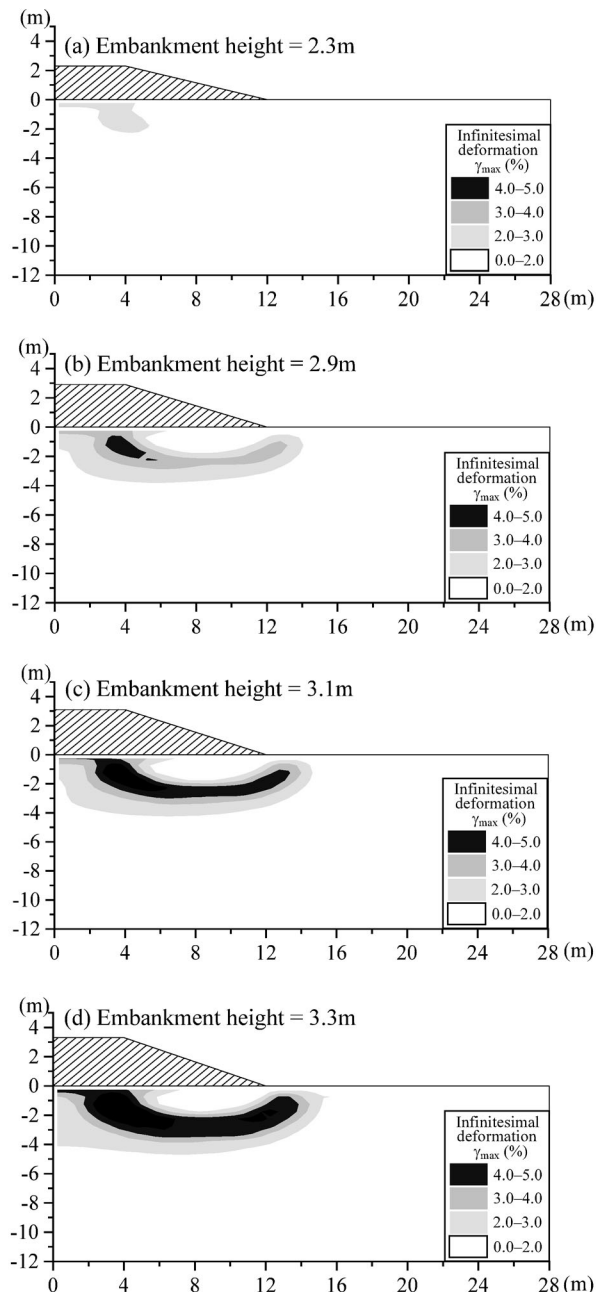


図-8 盛土载荷に伴う最大せん断ひずみ分布 (微小変形解析)

断帯と考えられ、盛土地盤の破壊時にはすべり面へと発達するものと考えられる。

一方、微小変形解析の場合には、有限変形解析結果と比較して盛土载荷に伴う地盤内の最大せん断ひずみ値の上昇が若干速くなっており、盛土高さ 3.1m の段階で最大せん断ひずみの値が4~5%の円弧状の領域が形成されている。このことは、盛土基礎地盤の変形挙動を評価する際に微小変形解析を用いた場合には、有限変形解析と比較して変形を過大評価している可能性を示唆している。また、盛土高さ 3.3m において比較すると、有限変形解析から得られる最大せん断ひずみ値が4~5%のせん断帯

の幅が、微小変形解析から得られるその幅と比較して狭くなることから、盛土築造に伴って基礎地盤に形成されるすべり面をより正確に予測できるものと考えられる。

6. 有限変形・微小変形解析結果と遠心模型実験との比較および考察

盛土築造をモデル化した遠心模型実験¹⁵⁾¹⁶⁾を有限変形・微小変形解析によってシミュレートした結果とその実験結果とを比較検討し、両解析結果が遠心模型実験結果をどの程度予測可能かを評価する。また、有限変形・

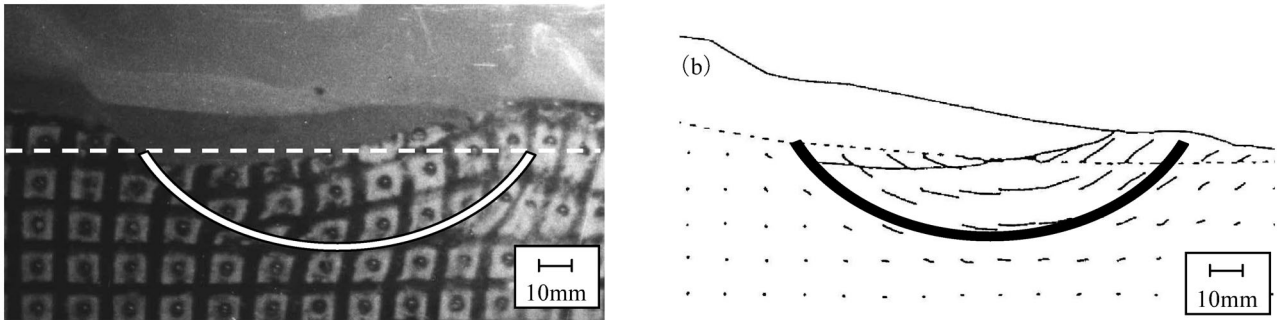


図-9 遠心模型実験で観察された盛土基礎地盤破壊時の写真 (a) と変位ベクトル (b)

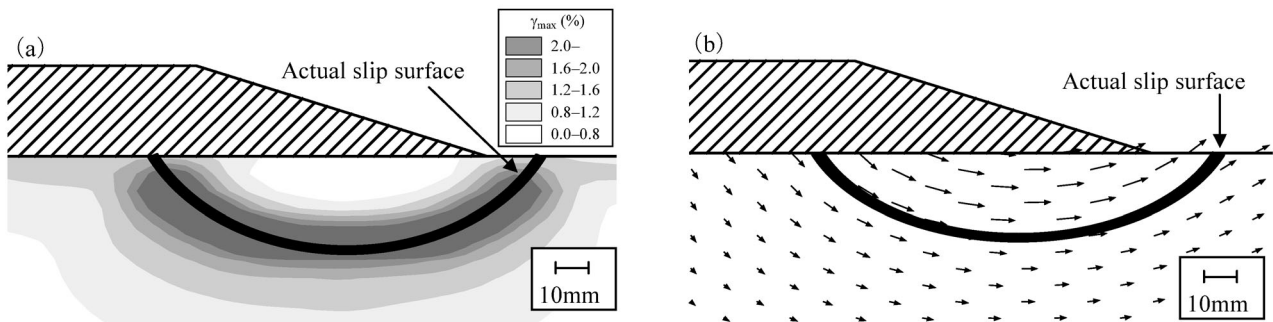


図-10 有限変形解析から得られた地盤内最大せん断ひずみ分布 (a) と変位ベクトル分布 (b)

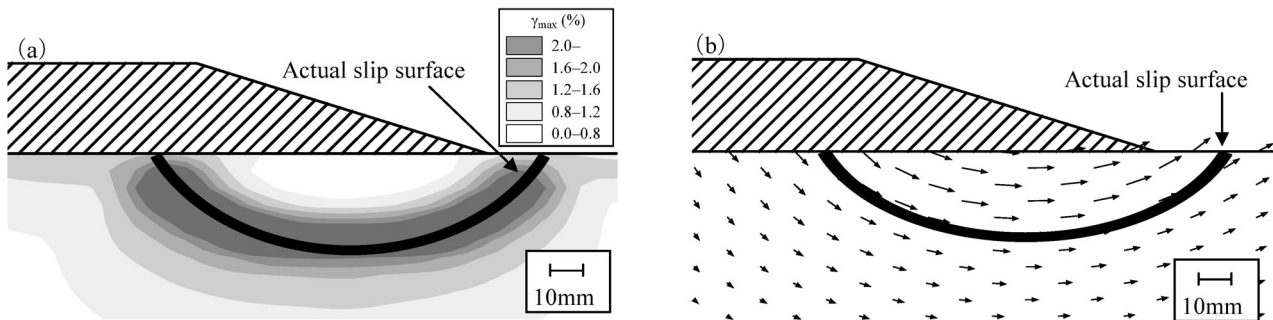


図-11 微小変形解析から得られた地盤内最大せん断ひずみ分布 (a) と変位ベクトル分布 (b)

微小変形の両解析結果の違いについても考察する。

図-9 は、盛土築造をモデル化した遠心模型実験において観察された盛土基礎地盤の破壊時の写真 (図-9(a))、およびその変位ベクトル (図-9(b)) を示している。遠心模型実験の詳細については文献 18), 19) を参照されたい。図より、破壊時の写真には明瞭なすべり線が認められており、そのすべり線を変位ベクトルと一緒に描いた。また、破壊は剛体の回転メカニズムに近いことがわかる。

一方、有限変形・微小変形解析結果から得られた最大せん断ひずみ分布を図-10、変位ベクトル図を図-11 に示す。なお、図中には、遠心模型実験において形成されたすべり線も示している。図より、最大せん断ひずみが 2.0% を超えている帯状の領域は、せん断帯と考えられるが、実際のすべり面はこのせん断帯に中心線に沿って形成されている。したがって、盛土築造をモデル化した遠

心模型実験を対象とした有限変形・微小変形両解析から得られる最大せん断ひずみ分布は、遠心模型実験において形成されたすべり面と非常によい対応性を示すことが明らかとなった。

さらに、有限変形・微小変形の両解析結果 (図-10(a)、図-11(a)) を比較すると、せん断帯の幅に違いが認められず、両結果ともほぼ同じようなひずみ分布を示した。また、変位ベクトル図 (図-10(b)、図-11(b)) に関しても両解析結果に顕著な差は認められなかった。これは、示した解析結果が、最大せん断ひずみ 2% 程度の結果であり、変形量に換算するとかなり小さい値となるため、図-7 と図-8 で示した結果と同様に、顕著な差は認められなかったものと考えられる。これは、変形量が比較的小さく、非線形性の卓越しない問題を対象とする場合には、微小変形解析と有限変形解析の両結果に大きな違いが認

められないものの、大変形に至るような問題を対象とする場合には有限変形解析が有意であることを示唆している。

6. 結論

本研究から得られた主要な結論を以下に列記する。

- 1) 盛土高さが比較的lowく盛土基礎地盤の変形があまり大きくない場合には、微小変形解析結果と有限変形解析結果の間に明瞭な違いは認められなかった。
- 2) 盛土高さが比較的高くなり、盛土基礎地盤の変形が顕著になるのに伴って、微小変形解析結果は有限変形解析結果と比較して変形を過大に評価するようになることから、大変形を伴うような盛土基礎地盤の変形解析を行う場合には、有限変形解析を用いることにより、経済的な設計に繋がる可能性を示唆した。
- 3) 微小変形・有限変形解析結果は、遠心模型実験による盛土築造のモデル実験で形成されたすべり面を高い精度で予測できることを実証した。

参考文献

- 1) 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.
- 2) 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.
- 3) 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.
- 3) 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).
- 4) Asaoka, A., Nakano, M. and Noda, T. : Soil-water coupled behavior of saturated clay near/at critical state, *Soils and Foundations*, Vol.34, No.1, pp.91-105, (1994).
- 5) 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).
- 6) 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).
- 7) 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, No.1, pp.41-46, (2000).
- 8) 宮田眞由美, 中井照夫, 檜尾正也, 村上一徳 : 微小・有限変形理論に基づく粘土の変形の局所化解析, 応用力学論文集, 土木学会, Vol.6, pp.455-465, 2003.
- 9) 清水正喜, 木越健二 : 有限変形・有限要素法による1次元圧密問題の動的解析, 地盤と建設, Vol.20, No.1, pp.81-92, (2002).
- 10) Asaoka, A., Noda, T. and Fernando, G.S.K. : Effects of changes in geometry on the linear elastic consolidation deformation, *Soils and Foundations*, Vol.37, No.1, pp.29-39, 1997.
- 11) Asaoka, A., Noda, T. and Fernando, G.S.K. : Consolidation deformation behavior of lightly and heavily overconsolidated clay foundations, *Soils and Foundations*, Vol.38, No.2, pp.75-92, 1998.
- 12) 野田利弘, 高稲敏浩, 浅岡顕 : 土～水連成計算による土留めに作用する力の時間依存性挙動の解析, 土木学会論文集, No.617/III-46, pp.125-138, 1999.
- 13) Noda, T., Fernando, G.S.K. and Asaoka, A. : Delayed failure in soft clay foundations, *Soils and Foundations*, Vol.40, No.1, pp.85-97, 2000.
- 14) Noda, T., Asaoka, A., Nakano, M., Yamada, E. and Tashiro, M. : Progressive consolidation settlement of naturally deposited clayey soil under embankment loading, *Soils and Foundations*, Vol.45, No.5, pp.39-51, 2005.
- 15) 亀井健史, 珠玖隆行, 志比利秀 : Cam-clay有限変形解析によるマレーシア軟弱海成粘土地盤上に建設された試験盛土の力学挙動の評価, 地盤工学ジャーナル, Vol.1, No.3, pp.71-83, 2006.
- 16) Roscoe, K. H., Schofield, A. H. and Wroth, C. P.: On the Yielding of soils, *Geotechnique*, Vol.8, No.2, pp.22-53, 1958.
- 17) Roscoe, K. H., Schofield, A. N. and Thurairajha, A.: Yielding of clays in states wetter than critical, *Geotechnique*, Vol.13, No.3, pp.211-240, 1963.
- 18) Schofield, A. N. and Wroth, C. P.: Critical State Soil Mechanics, McGraw-Hill. 370p, 1968.
- 19) 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, 1984.
- 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, 340pp, 1985.
- 21) 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.
- 22) 柴田徹 : 粘土のダイラタンシーについて, 京都大学防災研究所年報, 6号, pp.128-134, 1963.
- 23) Kamei, T. : Dilatancy characteristics of normally consolidated cohesive soils, *Soils and Foundations*, Vol.29, No.1, pp.165-172.

