

構造を有する地盤の転圧現象に関する弾塑性有限要素解析

Elastoplastic Finite Element Analysis on Compaction Phenomena of Structured Soil Ground

岡安崇史*・大山将史**・古野裕子***・光岡宗司****・井上英二*****・橋口公一*****

Takashi Okayasu*, Masashi Ohyama**, Yuko Furuno***, Muneshi Mitsuoka****, Eiji Inoue*****, Koichi Hashiguchi*****

* 博士 (農学), 九州大学大学院准教授, 農学研究院 (〒812-8581 福岡市東区箱崎 6-10-1)

**トヨタ自動車(株), (〒471-8571 豊田市トヨタ町 1)

***博士課程, 九州大学大学院生物資源環境科学府 (〒812-8581 福岡市東区箱崎 6-10-1)

****博士 (農学), 九州大学大学院准教授, 農学研究院 (〒812-8581 福岡市東区箱崎 6-10-1)

*****農博, 九州大学大学院教授, 農学研究院 (〒812-8581 福岡市東区箱崎 6-10-1)

*****正会員, 工博・農博, 九州大学名誉教授, 第一工業大学教授 (〒899-4395 鹿児島県霧島市国分中央 1-10-2)

Unconventional elastoplastic constitutive models such as the subloading surface model proposed by Hashiguchi^{1),2)} can describe mechanical behavior of soils including cyclic loading behavior, realistically. Among them, the superloading yield surface model, which was proposed by Asaoka et al.³⁾, is possible to predict the deformation behavior for various structured soils or densities of soils using a unique set of material parameters. In this article, the finite element analysis program in which the superloading yield surface model was incorporated is adopted for an analysis of wheel-soil ground interaction phenomena. Soil compaction behavior for the various kinds of structured grounds due to the repetition of the rigid wheel travels is simulated by using the unique set of the material parameters for the structured ground. Moreover the influence upon soil compaction due to difference of layer thickness of ground is also examined here by the present analysis program.

Key Words: soil compaction, structured soils, subloading/superloading yield surface model, elastoplastic finite element method

キーワード: 土の締め固め, 構造を有する土, 下負荷面上負荷面モデル, 弾塑性有限要素解析

1. 緒言

道路・鉄道・空港盛土, 路盤, アースダム等の地盤構造物の性能は, 施工時の地盤の締め固め品質に大きく依存する。よって, これらの施工では, 地盤材料を最適に締め固める条件や方法の決定が重要であり, 従来より, 土の締め固めメカニズムに関する研究が実験・理論両面から行われている。特に, 実験的アプローチでは, 実機やモデル車両を用いた転圧現象の解明に関する研究^{4), 5), 6)}, 最適な締め固めを行うための転圧ローラや転圧機械の設計に関する研究^{7), 8)}, 地盤の締め固め品質の評価手法の開発・検討に関する研究⁹⁾等が広く行われている。

一方, Hashiguchi and Ueno¹⁾, Hashiguchi²⁾は, 降伏面内部を純弾性域と仮定せず, 降伏面内部の応力速度変化に対しても塑性変形の発生を許容し得る下負荷面モデルを提案し, 正規から過圧密にわたる広範の土の力学挙動の予測に成功している。さらに, Hashiguchi and Chen¹⁰⁾

は, 同モデルが繰返し負荷挙動の予測にも適用し得るように拡張するとともに, 種々の砂に対する様々な土質試験データとの比較・照査から, 拡張モデルの妥当性を実証している。また, 岡安他¹¹⁾は同モデルを導入した有限要素解析プログラムにより, 繰返し負荷を受ける平板の沈下特性ならびに地盤の締め固め特性について調べた。さらに, 同プログラムにより, 繰返し負荷を受ける逆T型基礎周辺地盤の変形挙動を現実的に表現し得ることを明らかにしている¹²⁾。このように下負荷面モデルは, 過圧密土の力学挙動や土の繰返し負荷挙動を適切且つ合理的に表現し得る弾塑性モデルであり, 現下, 土木・地盤工学分野で活用されるに至っている。

ところで, 一般に土は密度(間隙比)の違いにより異なった力学挙動を呈することが知られている。このため, 既往の土の構成モデルにおいては, モデルに与える材料定数の一部あるいは全てを密度に応じて変更し, 解析が行われているケースも少なくない。特に, 同様のモデル

を地盤の締固め現象の予測に適用する場合には、外力の繰返し作用によって土の密度が時々刻々変化していくので、解析条件ならびにモデルの適用範囲の設定等には十分な注意が求められる。一方、Asaoka et al.³⁾により提案された上負荷面モデルは、密度の異なる土の力学挙動を土の構造の程度の違いとして表現されるものと仮定することにより、密度の異なる土の力学挙動を同一の材料定数で予測することに成功している。さらに、Nakano et al.¹³⁾および中井¹⁴⁾は、同モデルにおける構造の喪失（低位化）ならびに過圧密の解消（下降伏状態から正規降伏状態への滑らかな移行）を制御し得る二つの発展則の材料定数を、粘土と砂、さらには中間土、特殊土に対して適切に設定することにより、これら土の力学特性の差異を統一的に表現できることを示した。

本研究では、上記の上負荷面モデルを導入した有限要素解析プログラムを用いて、密度の異なる地盤上に車輪（転圧ローラ）が繰返し往復走行する際の地盤の締固め現象の数値シミュレーションを行い、その予測特性を調べた。さらに、層厚が異なる地盤の転圧現象を同プログラムにより解析し、その結果を述べる。

2. 上負荷面モデル

2.1 土の構造

土は様々な形状や大きさの土粒子の集合体であり、その力学特性は一般に土粒子の形状や大きさに加えて配列状態（以下では、土の配列状態を構造と称することにする）に依存することが知られている。通常、自然界に存在する粘性土や相対密度の小さい砂質土は、高位の構造を有している（構造が卓越している）場合が多い（図-1(a)参照）。このような土は、ローラ転圧等の外力作用で生じる非弾性変形により、その骨格構造が徐々に破壊され、構造の低位化が進行していく。この時、高位な構造を有した土（粗な土）ほど、間隙比の減少が大きく、大圧縮を伴う。さらに、同様の負荷過程が繰り返されると、土

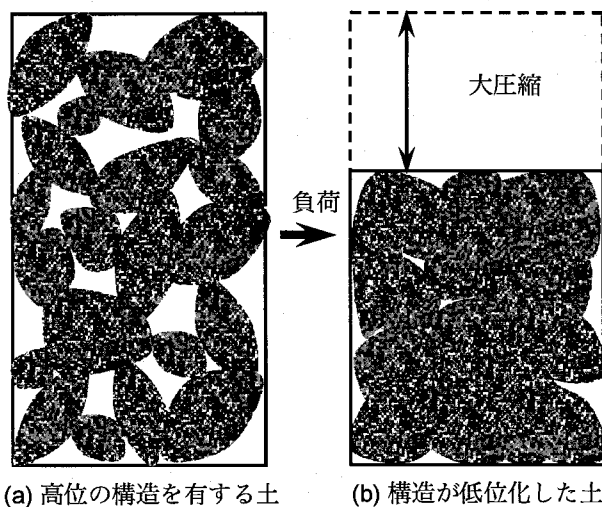


図-1 土の構造変化

は最終的に構造が喪失（最も低位化）した状態、すわち、十分に練り返された粘土や最密充填状態の砂に至ることになる（図-1(b)参照）。後述のAsaoka et al.³⁾により提案された上負荷面モデルは、このような土の力学挙動を現実的かつ合理的に表現し得る構成モデルの一つである。

2.2 上負荷面モデル

上負荷面モデルの数理的基本構造を理解するため、その具体的定式化について概説する。以下、応力（速度）ならびにひずみ（速度）は引張方向を正とする。なお、構造比の定義ならびに構造比の発展則の定式化については、Asaoka et al.³⁾の提案したモデルとは異なるものを提案・採用している。

ひずみ速度 $\mathbf{D}$ は、弾性ひずみ速度 $\mathbf{D}^e$ と塑性ひずみ速度 $\mathbf{D}^p$ に加算的に分解されるとする。

$$\mathbf{D} = \mathbf{D}^e + \mathbf{D}^p \quad (1)$$

ここに、弾性ひずみ速度 $\mathbf{D}^e$ は次式で与えられる。

$$\mathbf{D}^e = \mathbf{E}^{-1} \dot{\boldsymbol{\sigma}} \quad (2)$$

$\boldsymbol{\sigma}$ は真応力、 $(\cdot)$ は共回転速度を表し、4階のテンソル $\mathbf{E}$ はHooke型の弾性係数テンソルで次式のように表される。

$$E_{ijkl} = (K - \frac{2}{3}G)\delta_{ij}\delta_{kl} + G(\delta_{ik}\delta_{jl} + \delta_{il}\delta_{jk}). \quad (3)$$

ここに、体積弾性係数 K およびせん断弾性係数 G は、一般に、応力および内部状態変数の関数であり、 δ_{ij} はKroneckerのデルタ、すなわち、 $i = j$ に対し $\delta_{ij} = 1$ 、 $i \neq j$ に対し $\delta_{ij} = 0$ である。

正規降伏面、上負荷面および下負荷面を図2に示す。正規降伏面は、構造を喪失（最も低位化）した土、あるいは、十分に練り返された土がその状態を示す面であり、次式で与えられるものとする。

$$f(\boldsymbol{\sigma}) = F(H). \quad (4)$$

ここに、 $\boldsymbol{\sigma}$ は現応力、 H は等方硬軟化変数である。

いま、高位の構造を有した土が状態を取ることで

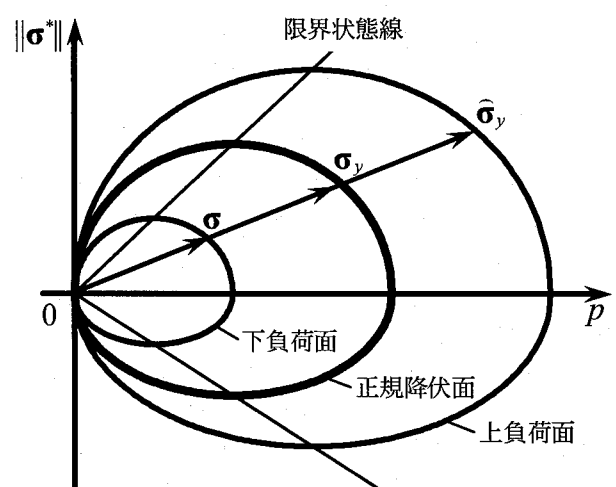


図-2 正規降伏面、上負荷面および下負荷面

る見かけの降伏面（これを上負荷面と称する）を導入する。上負荷面の導入に際しては以下の2点が仮定される。

1. 構造を有する土は、練り返された土がその状態を取り得ない高い応力状態を取り得ることが過去の研究で明らかとなっている。そこで、構造の程度を表す上負荷面は、常に正規降伏面の外側にその状態を置くものとする。
 2. 正規降伏面と上負荷面は常に相似かつ相似な配置を維持しつつ、膨張・収縮するものとする。
- 以上の仮定を考慮して、上負荷面を次式で与える。

$$f(\sigma) = \bar{R}F(H). \quad (5)$$

ここに、 $\bar{R}(\geq 1)$ は構造比と称し、構造の程度を示す。また、 $\bar{R}$ が大きくなるほど、土の構造が発達している状態、すなわち、高位の構造を有する土であることを意味する。一方、 $\bar{R}=1$ は正規降伏面と上負荷面が一致した状態であり、土の構造が最も低位化した状態、すなわち、十分に練り返された土であることを示す。

上負荷面上に応力があつた土が除荷を受けると、その土は見かけ上の過圧密状態の土となる。この状態の土を適切に表現するために、次式で与えられる下負荷面を導入する。

$$f(\sigma) = \bar{R}\bar{R}F(H). \quad (6)$$

ここに、 $\bar{R}$ は上負荷比と称し、応力の（見かけの）正規降伏状態への接近の程度を表す。つまり、 $\bar{R}=1$ は、上負荷面と下負荷面が一致した状態を表し、土が（見かけ上）正規降伏状態に至ったことを意味する。また、塑性負荷過程において、応力あるいは下負荷面は常に上負荷面に漸近することを考慮して、上負荷比の発展則を次式で与える。

$$\dot{\bar{R}} = \bar{U}(\bar{R}) \|\mathbf{D}^p\| \text{ for } \mathbf{D}^p \neq \mathbf{0}. \quad (7)$$

また、関数 $\bar{U}(\bar{R})$ として次式を仮定する。

$$\bar{U}(\bar{R}) = -\bar{u} \ln \bar{R}. \quad (8)$$

ここに、 $\mathbf{D}^p$ は塑性ストレッチング、 $\|\cdot\|$ はノルム、 $\bar{u}$ は下負荷面の発展（膨張）速度を規定する材料定数である。

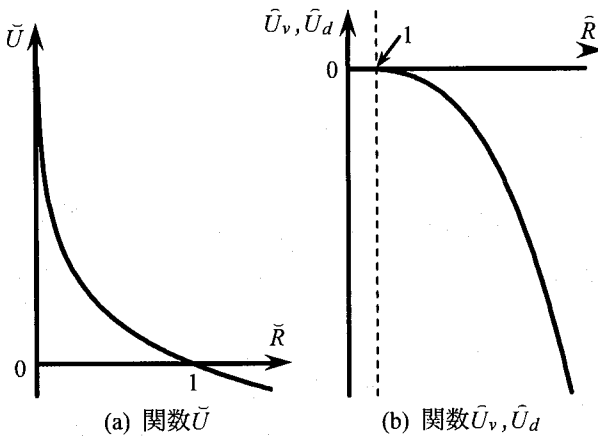


図-3 関数 $\bar{U}$, $\bar{U}_v$ および $\bar{U}_d$

一方、構造の喪失（低位化）は、等方的な応力負荷と偏差的な応力負荷では構造の低位化速度には差異があるものと考え、本研究では、構造比の発展則を次式のように等方成分と偏差成分の分離形に拡張する。

$$\dot{\bar{R}} = \bar{U}_1(\bar{R}) \|\mathbf{D}_v^p\| + \bar{U}_2(\bar{R}) \|\mathbf{D}^{ps}\|. \quad (9)$$

また、関数 $\bar{U}_v(\bar{R})$ および $\bar{U}_d(\bar{R})$ はそれぞれ次式で仮定される。

$$\bar{U}_v(\bar{R}) = -\bar{u}_v(\bar{R}^{\bar{m}_v} - 1), \quad \bar{U}_d(\bar{R}) = -\bar{u}_d(\bar{R}^{\bar{m}_d} - 1). \quad (10)$$

ここに、 $\mathbf{D}_v^p$ および $\mathbf{D}^{ps}$ は塑性体積ストレッチングおよび塑性偏差ストレッチングをそれぞれ表す。また、 $\bar{u}_v$, $\bar{u}_d$, $\bar{m}_v$ および $\bar{m}_d$ は材料定数である。図-3に式(8)および(10)の特性をグラフとして示す。本図から明かのように、上負荷比 $\bar{R}$ は $\bar{R} < 1$ に対して常に $\bar{U} > 0$ となり、塑性ストレッチング $\mathbf{D}^p \neq \mathbf{0}$ において下負荷面は上負荷面に漸近する。つまり、この過程において、土は下降伏状態から正規降伏状態に滑らかに移行することになる。一方、構造比 $\bar{R}$ は $\bar{R} > 1$ に対して常に $\bar{U} < 0$ となるので、塑性ストレッチング $\mathbf{D}^p \neq \mathbf{0}$ において上負荷面は正規降伏面に接近する。これにより、高位の構造を有する土が塑性変形の発達とともに徐々にその構造を壊しつつ、構造の低位化が進行していく一連の過程を再現し得る。また、式(8)および(10)の材料定数の各値を適当に与えることにより、それぞれの発展速度を適当に制御し得るので、粘土と砂、さらには中間土、特殊土の力学挙動の差異を一義的に表現することが可能である^{[13], [14]}。

塑性ストレッチングは次の関連流動則に従い、与えられるもの物とする。

$$\mathbf{D}^p = \lambda \mathbf{N} \quad \left(\mathbf{N} = \frac{\partial f / \partial \sigma}{\|\partial f / \partial \sigma\|} \right). \quad (11)$$

ここに、 λ は正值の比例係数、 $\mathbf{N}$ は下負荷面上の正規化法線を表す。

上負荷面モデルに基づく応力速度－ストレッチング関係式は次式で与えられる。

$$\dot{\sigma} = \mathbf{E} \mathbf{D} - \frac{\text{tr}(\mathbf{N} \mathbf{E} \mathbf{D})}{M_p + \text{tr}(\mathbf{N} \mathbf{E} \mathbf{N})} \mathbf{E} \mathbf{N}, \quad (12)$$

$$M_p = \left(\frac{F'}{F} h + \frac{\bar{U}}{\bar{R}} + \frac{\bar{U}}{\bar{R}} \right) \text{tr}(\mathbf{N} \sigma), \quad h \equiv \frac{\dot{H}}{\lambda}. \quad (13)$$

負荷基準は次式で与えられる^[15]

$$\left. \begin{aligned} \mathbf{D}^p \neq \mathbf{0} : \text{tr}(\mathbf{N} \mathbf{E} \mathbf{D}) > 0, \\ \mathbf{D}^p = \mathbf{0} : \text{tr}(\mathbf{N} \mathbf{E} \mathbf{D}) \leq 0. \end{aligned} \right\} \quad (14)$$

2.3 土への適用

土に対する負荷関数として次式を採用する。

$$f(\sigma) = p(1 + \chi^2). \quad (15)$$

ここに、

$$p = -\frac{1}{3} \text{tr} \boldsymbol{\sigma}, \quad \boldsymbol{\sigma}^* \equiv \boldsymbol{\sigma} + p \mathbf{I}, \quad \chi = \frac{\|\boldsymbol{\sigma}^*\|}{m_p}, \quad (16)$$

$$m = \frac{2\sqrt{6} \sin \phi}{3 - \sin \phi \sin 3\theta_\sigma}, \quad \sin 3\theta_\sigma = -\sqrt{6} \frac{\text{tr} \boldsymbol{\sigma}^{*3}}{\|\boldsymbol{\sigma}^*\|^3}, \quad (17)$$

ϕ は材料定数を表す。

等方硬・軟化関数 F を次式で与える。

$$F = (F_0 + p_i) \exp\left(\frac{H}{\rho - \gamma}\right) - p_i. \quad (18)$$

ここに、 F_0 は初期の降伏面の大きさを表し、 p_i は $p \rightarrow 0$ において体積が無限大になるのを抑える負圧と見なし得る。また、 ρ および γ はそれぞれ圧力 p と体積 v の両対数 ($\ln p - \ln v$) 線形関係における正規圧密線および膨潤線の勾配を示す。さらに、等方硬・軟化変数 H の発展則として次式を採用する。

$$\dot{H} = -D_v^p = -\text{tr} \mathbf{D}^p. \quad (19)$$

また、 $\ln p - \ln v$ 線形関係より体積弾性係数 K を次式で与える。

$$K = \frac{p}{\gamma}. \quad (20)$$

さらに、せん断弾性係数 G は式(20)とポアソン比 ν により次式で表される。

$$G = \frac{3K(1-2\nu)}{2(1+\nu)}. \quad (21)$$

2.3 上負荷面モデルによる密度の異なる砂の非排水三軸圧縮挙動の予測

図-4に砂の非排水三軸圧縮試験結果¹⁶⁾との比較結果を示す。供試体は有効圧力 $p = 400 \text{ kPa}$ において、相対密度 $D_r(\%) = 29, 44, 47, 64$ を有する Banding 砂である。解析では、密度の違いを同一の材料定数で表現するため、全ての解析で初期状態は緩詰め状態の砂の材料定数を設定し、初期相対密度の異なる砂は等方圧密・三軸圧縮負

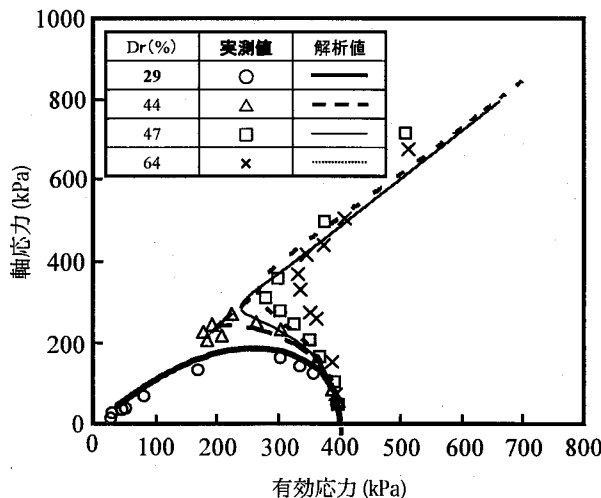


図-4 砂の非排水三軸圧縮試験結果¹⁶⁾との比較結果

荷を行う前に微小な繰返しせん断負荷を与えて構造を適度に低位化させることにより、相対密度の異なる砂供試体の初期状態を再現した。解析に用いた材料定数ならびに初期値は以下に示す通りである。

$$F_0 = 100 \text{ kPa}, \quad \hat{R}_0 = 20, \quad p_i = 5 \text{ kPa}, \quad \nu = 0.3,$$

$$\phi = 30^\circ, \quad \rho = 0.05, \quad \gamma = 0.002, \quad \tilde{u} = 2,$$

$$\hat{u}_v = 0.5, \quad \hat{m}_v = 1, \quad \hat{u}_d = 15, \quad \hat{m}_d = 1.95.$$

本図から明らかのように、解析値と実測値は良く一致していることがわかる。このように、上負荷面モデルにおいては、初期密度を構造比 $\hat{R}_0$ の違いに対応させ、 $\hat{R}_0$ が大きい場合を低密度の砂、また、 $\hat{R}_0$ が小さい場合を高密度の砂として表現することにより、同一の材料定数で密度の異なる砂の力学挙動を統一的に予測可能である。

3. 地盤転圧現象の弾塑性有限要素解析

以下では、上述の上負荷面モデルを導入した弾塑性有限要素解析プログラムにより、初期構造比（これを初期密度の違いと想定）の異なる地盤上において、車輪（転圧ローラ）が繰返し往復走行する際の地盤の転圧現象についてシミュレーションを行い、その予測特性について調べる。

3.1 解析条件

図-5に解析に用いた地盤の有限要素メッシュを示す（要素数：960、節点数：1056）。この地盤上において、車輪（半径：150 mm、重量：215 N）を片道 600 mm で所定の回数往復走行させる解析を行った。著者他は、従前より精密車輪実験装置⁵⁾を用いた地盤転圧メカニズムの解析を試みている。同実験装置は、車輪の回転増分と進行増分を任意に調整可能であり、車輪の駆動トルクはひずみゲージ式センサで計測できるようになっている。ここでは、同実験装置による計測結果との比較・照査を行うため、解析では実験と同サイズの剛性車輪を仮定し、

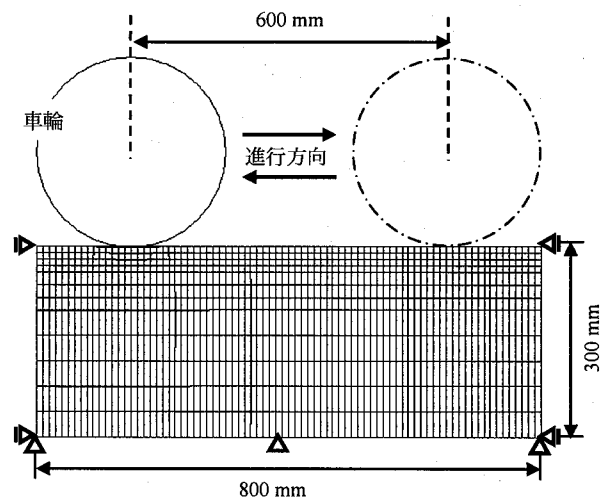


図-5 正規降伏面、上負荷面および下負荷面

車輪の回転増分と進行増分を剛性車輪との接触節点に入力した。さらに、車輪との接触部の荷重が常に車輪荷重ならびに車輪-地盤間の摩擦条件を満たすように収束計算を行った。解析に用いた地盤は、まず、初期構造比の大きい地盤（緩詰め地盤、 $\hat{R}_0 = 20$ ）を作成し、この地盤に繰返し荷重を加えて、構造比の異なる3種類の地盤をそれぞれ作製した。これらの地盤において、車輪を計15回往復走行させ地盤の締固め特性について調べた。以下に解析に用いた上負荷面モデルの材料定数を示す。

$$F_0 = 5 \text{ kPa}, \hat{R}_0 = 20, p_i = 1 \text{ kPa}, \nu = 0.3,$$

$$\phi = 33^\circ, \rho = 0.03, \gamma = 0.005, \bar{u} = 20,$$

$$\bar{u}_v = 1, \bar{m}_v = 1.1, \bar{u}_d = 2, \bar{m}_d = 1.5.$$

さらに、シミュレーション開始時点における各地盤の構造比 $\hat{R}_0$ ならびに正規降伏面の大きさ F_0 の初期値はそれぞれ以下の通りである。

緩詰め地盤： $\hat{R}_0 = 20$, $F_0 = 5$ (kPa)

中密詰め地盤： $\hat{R}_0 = 10$, $F_0 = 11.2$ (kPa)

密詰め地盤： $\hat{R}_0 = 5$, $F_0 = 24.3$ (kPa)

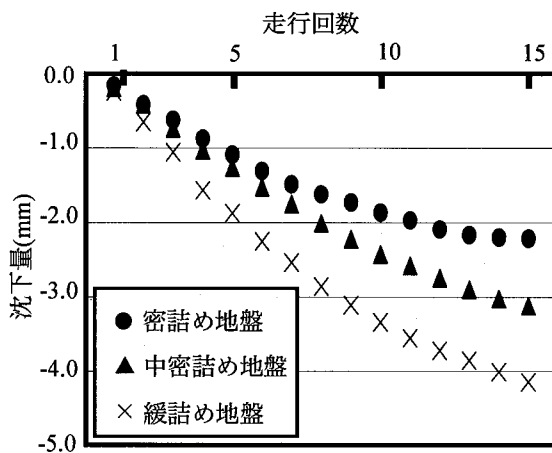


図-6 初期構造比の異なる3種類の地盤の地表面沈下量

3.2 初期構造比が地盤の締固め特性に及ぼす影響

図-6に初期構造比の異なる3種類のモデル地盤中央部の地表面沈下量を示す。本図からわかるように、初期構造比が大きい地盤ほど地表面沈下量が大きくなっている。また、走行回数の増加に伴って、各転圧回数における沈下増分量が徐々に減少する傾向があり、繰返し転圧によって地盤が次第に締め固められていく様子がわかる。以上の特性は、転圧ローラによる地盤締固め試験の結果の傾向を良く再現できている。さらに、初期構造比が大きくなると定常沈下量(沈下量の増減を生じなくなる点)に至る転圧回数がしだいに多くなっていくことがわかる。

図-7に地盤の深度別の体積ひずみの変化を示す。ここでは5, 10および15回走行時の体積ひずみを深度別にプロットしている。本図から、構造比の大きな緩詰め地盤になるほど、表層部において負の体積ひずみ(圧縮)が顕著に発生している。しかし、表層部における負の体積ひずみ顕著な発生も転圧回数の増加とともに次第に一定値に収束していくことがわかる。さらに、転圧回数が増加すると、負の体積ひずみの発生領域(圧縮領域)が

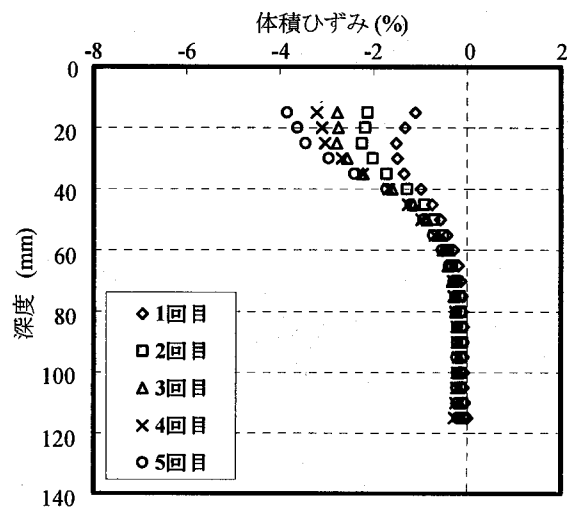


図-8 地盤の深度別の体積ひずみの変化(実測結果)

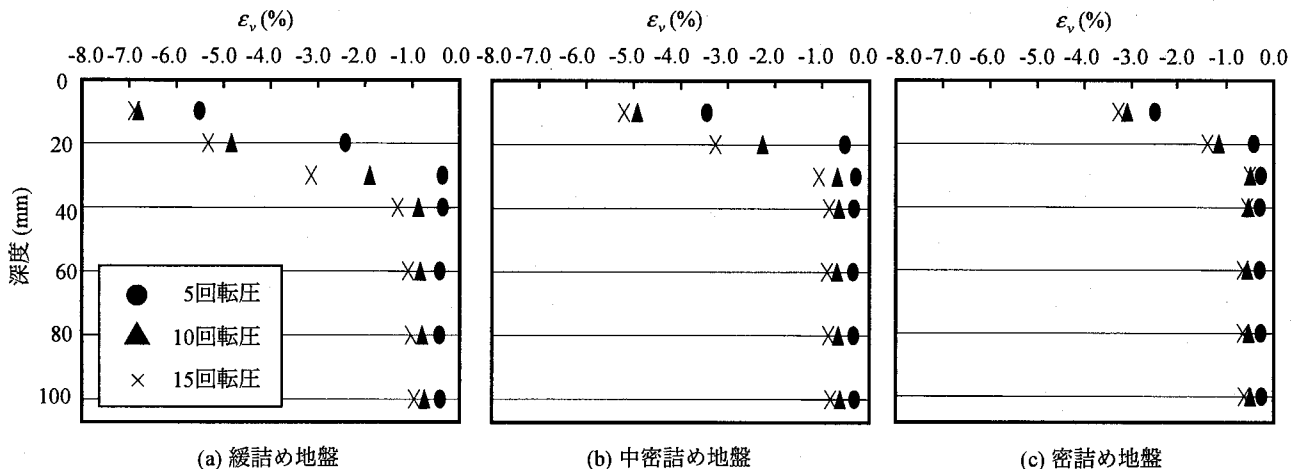


図-7 地盤の深度別の体積ひずみの変化(解析結果)

徐々に表層から下層域に移り変わっていく様子が確認される。緩詰め地盤の深度 20~30mm の 10 および 15 回目走行時の体積ひずみ分布を比較すると、後者の深度の方が体積ひずみの増加量が大きくなっていることがわかる。

一方、中密詰め地盤では、同様の傾向が深度 10~20mm で生じており、地盤の初期構造比が小さく（初期密度が大きく）なるほど、下層への圧縮領域の変移が早くなるものと推察される。図-8 に著者他が行った精密車輪走

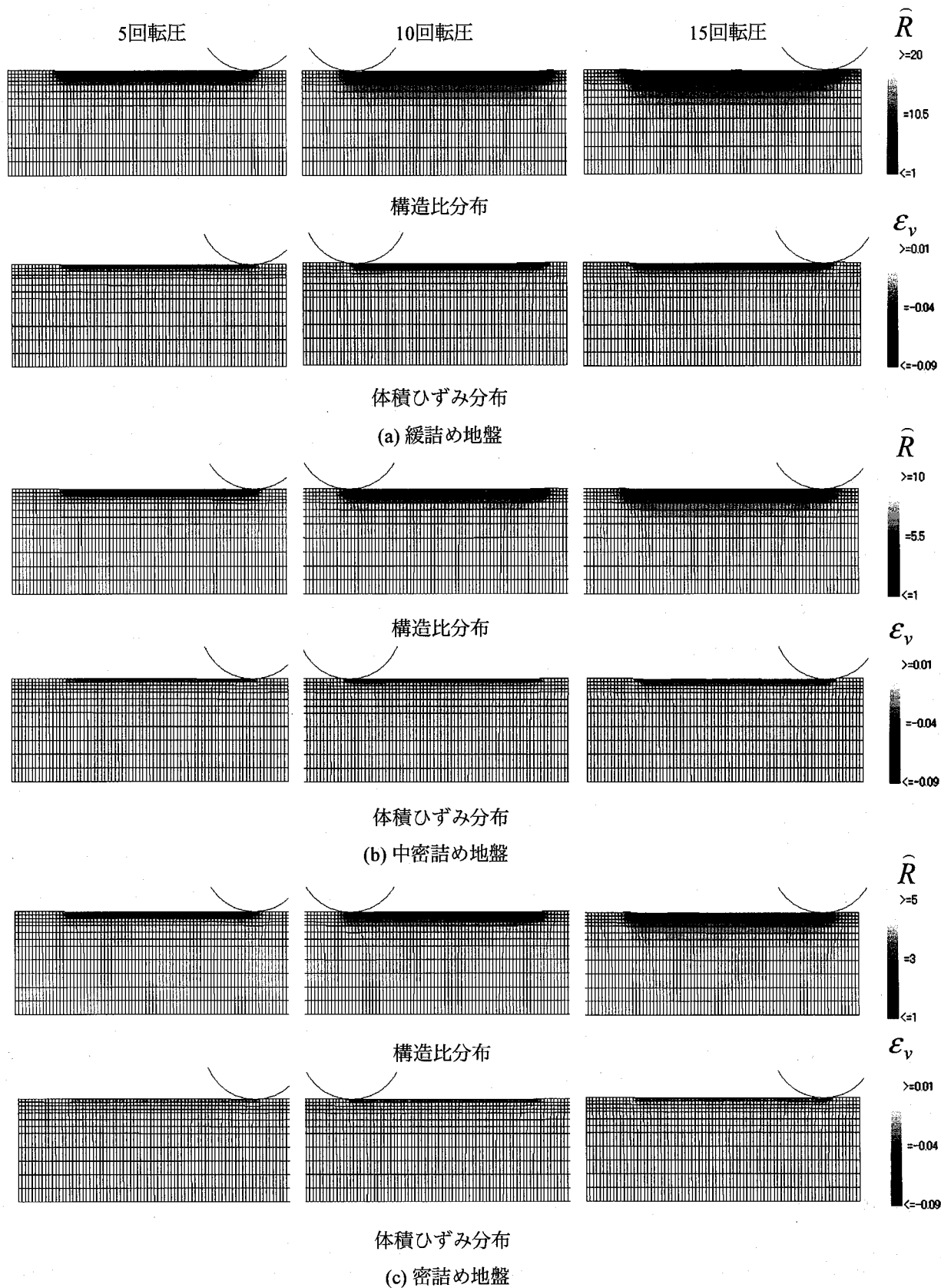


図-9 繰返し転圧時の地盤内の構造比ならびに体積ひずみ分布の変化（解析結果）

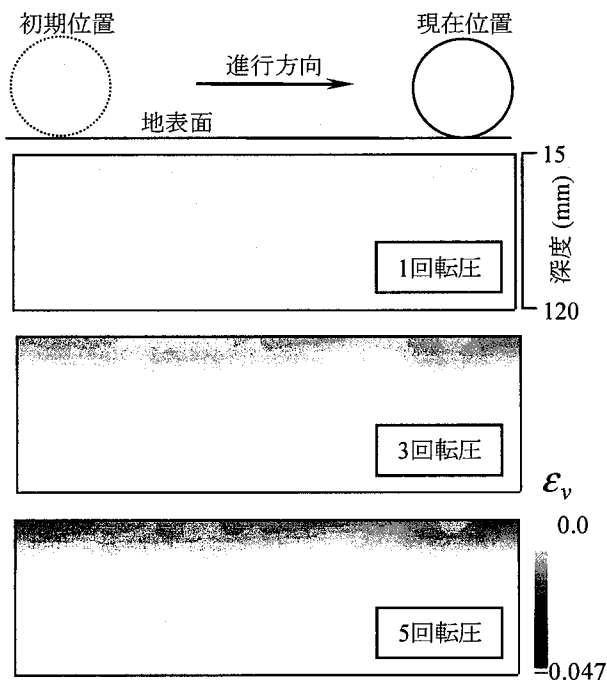


図-10 体積ひずみ分布の変化 (実測結果)

行試験装置による転圧試験で得られた地盤の深度別の体積ひずみの変化を示す。地盤の初期状態（乾燥豊浦砂， $e_0 = 0.72$ ）や走行条件（往路走行のみ5回）等が異なるので，両結果を直接比較できないが，深度の増加に伴って体積ひずみの大きさが急速に減少する（下層に向かうほど圧縮量が急激に減少する）傾向については比較的良好一致が認められる。しかしながら，実験では表層部の圧縮はまだ一定値に収束しておらず，表層から下層域への圧縮領域の変移現象については確認することができなかった。

図-9 に繰返し転圧時の地盤内の構造比ならびに体積ひずみ分布の変化を示す。構造比分布の変化の図から，緩詰め地盤では，僅かな転圧回数で表層部の土の構造が急速に低位化している様子がわかる。前述のように転圧の繰返しによって，表層から下層域に向かって徐々に土の構造が低位化している様子が確認される。一方，体積ひずみ分布の図からも，表層域から徐々に圧縮されていく様子が確認される。他方，低位の構造を有する中密詰め地盤さらには密詰め地盤では，地盤の圧縮は小さい。図-10 に転圧試験で得られた体積ひずみ分布の変化を示す。本結果からも転圧回数の増加とともに地盤の締固めが徐々に進行していく様子が確認される。

以上のように土の構造ならびに下負荷面の概念を既往の弾塑性モデルへ導入することにより，初期構造比（初期密度）の異なる地盤の変形挙動を，同一の材料定数で統一的かつ現実的に表現できる可能性が示唆されたといえる。

3.3 層厚が地盤の締固め特性に及ぼす影響

地盤の締固めを効果的に行うには，地盤材料を適正なまき出し厚さで投入する必要がある。前述の結果から明

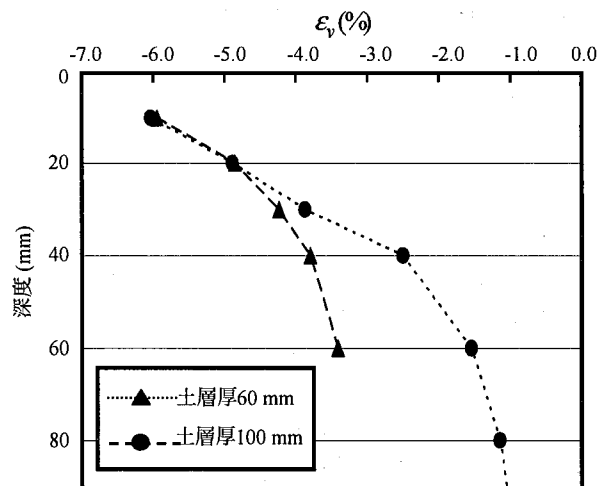


図-11 深度別体積ひずみの地盤層厚による比較

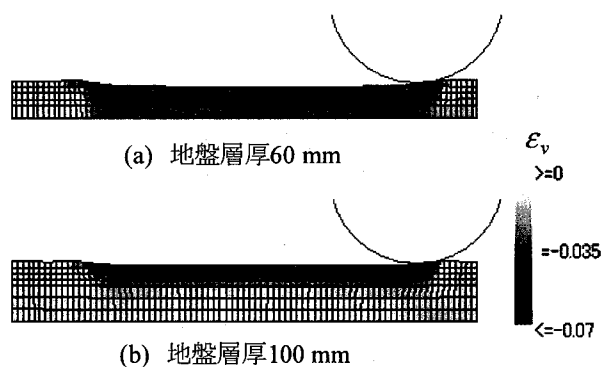


図-12 体積ひずみ分布の地盤層厚による比較

らかであるが，実際の 15t 級の転圧ローラでも効果的な転圧が行える条件は地盤層厚が 20～30 cm で土中応力が 200 kPa 程度と考えられている¹⁷⁾。つまり，地盤層厚を厚くし過ぎると土中応力が 200 kPa 以下となり，効果的な転圧が行えなくなる。そこで，以下では，地盤層厚の違いが転圧特性に与える影響について検討を行う。地盤条件（緩詰め地盤）ならびに車輪の走行条件は前述の解析と同様のものを採用し，地盤層厚のみ 60 および 100 mm の 2 種類の地盤を考える。

図-11 に両地盤の 15 回転圧後の深度別体積ひずみを示す。体積ひずみは，両者とも表層付近では同一の値となっており，表層付近の転圧特性には層厚による差異は無いことがわかる。また，層厚 60 mm の場合には，表層域の体積ひずみに対する下層域のそれとの比は概ね 60 % に達しているのに対し，層厚 100 mm の場合には 20 % に留まっている。つまり，層厚の増大は転圧性能を著しく低下させる要因であることがわかる。図-12 に 15 回転圧後の両地盤の体積ひずみ分布を示す。本図から，層厚 60 mm の地盤では深度方向に転圧ムラは認められるものの，全層にわたって地盤が転圧されている。一方，層厚 100 mm の場合には，深度の増大により急速に負の体積ひずみが小さくなっており，効果的な転圧が行えていない様子がわかる。以上の結果から，本解析プログラムを用いれば，転圧ローラ等による地盤締固めの際の最適

な地盤層厚を推定できる可能性が示唆されたといえよう。

4. 結言

本研究では、上負荷面モデルを導入した弾塑性有限要素解析プログラムを用いて、車輪による地盤の転圧現象の解析を試みた。上負荷面モデルの採用により、同一の材料定数で密度の異なる地盤の変形挙動を定性的に表現できる可能性が示唆された。さらに、地盤層厚が転圧特性に与える影響についても調べ、既往の研究と同様な結果を表現し得ることを明らかにした。

今後は、上負荷面モデルの材料定数の同定方法や種々の地盤密度における転圧試験結果との比較・照査を行うことにより、精度面について更に詳細な検討を行いたいと考えている。

参考文献

- 1) Hashiguchi, K., Ueno, M.: Elastoplastic constitutive laws of granular materials, Constitutive Equations of Soils, (Proc. 9th ICSMFE, Special Session 9, Tokyo) JSSMFE, pp.73-82, 1977.
- 2) Hashiguchi, K.: Constitutive equations of elastoplastic materials with elastic-plastic transition, J. Appl. Mech. (ASME), Vol.47, pp.266-272, 1980.
- 3) Asaoka, A., Nakano, M., Noda, T.: Superloading yield surface concept for highly structured soil behavior, Soils and Foundations, 40 (2), 99-110, 2000.
- 4) 河原総一郎, 星加泰央: 転圧ローラによる砂質土の締固めと走行性との関連性. テラメカニクス, 13, 39-45, 1993.
- 5) 岡安崇史, 橋口公一, 尾崎伸吾, 牧瀬大二郎, 上野正実, 深見公一郎: 剛性車輪による地盤の繰返し転圧特性に関する基礎的研究, 九州大学農学芸誌, 55, 205-214, 2001.
- 6) 益村公人, 三嶋信雄, 三浦清一: 道路盛土の締固め層厚に関する現場転圧試験, 土と基礎, 48(2), 28-30, 2000.
- 7) Muroa, T., Heb, T., Miyoshi, M.: Effects of a roller and a tracked vehicle on the compaction of a high lifted decomposed granite sandy soil, J. Terramech., 35, 265-293, 1998.
- 8) Tateyama, K., Ashida, S., Fukagawa, R., Takahashi, H.: Geomechatronics – Interaction between ground and construction machinery and its application to construction robotics, J. Terramech., 43, 341-353, 2006.
- 9) 藤井弘章: 我が国における最近の締固め管理手法と二,三の考察, 土と基礎, 48(4), 1-4, 2000.
- 10) Hashiguchi, K., Chen, Z.P.: Elastoplastic constitutive equation of soils with the subloading surface and the rotational hardening, Int. J. Numer. Anal. Method Geomech., 22, 197-227, 1998.
- 11) 岡安崇史, 橋口公一, 堤成一郎, 尾崎伸吾, 上野正実: 繰返し負荷を受ける平板下の地盤の弾塑性有限要素解析, 農業機械学会誌, 63(3), 67-73, 2001.
- 12) 岡安崇史, 橋口公一, 尾崎利行, 矢嶋泰基, 尾崎伸吾, 木下和典: 繰返し荷重を受けるアンカー周辺地盤の変形挙動に関する弾塑性有限要素解析, 応用力学論文集, 7, 713-721, 2004.
- 13) Nakano, M., Nakai, K., Asaoka, A.: A description of mechanical behaviors of clay and sand based on evolutions of soil structure and overconsolidation, First Japan-US. WS, ASCE, pp. 136-153, 2004.
- 14) 中井健太郎: 構造・過圧密・異方性の発展則に基づく土の弾塑性構成式の発展とその粘土, 砂, 特殊土への適用性に関する基礎的研究, 名古屋大学学位請求論文, 2005.
- 15) Hashiguchi, K.: Fundamentals in constitutive equation: Continuity and smoothness conditions and loading criterion, Soils and Foundations 40(3), 155-161, 2000.
- 16) Castro, G.: Liquefaction of sands, Ph.D. Thesis, Harvard Soil Mech. Series, 81, 1969.
- 17) 藤井弘章: 土の締固めと管理, 土質工学会, 30-81, 1991.

(2007年4月12日 受付)