

盛土施工に伴う過圧密地盤に関する基礎的研究

Deformation of over-consolidated soils under fill construction

吉丸哲司*, 橋口公一**, 岡安崇史***, 阪上最一****

Tetsuji YOSHIMARU, Koichi HASHIGUCHI, Takashi OKAYASU, Saiichi SAKAJI

*非会員, 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)

** 正会員, 工博・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)

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

****正会員, 工博 基礎地盤コンサルタンツ(株) (〒102-8220 東京都千代田区九段北 1-11-5)

The deformation behavior of the soft ground with a over-consolidated surface layer on which a soil-fill is constructed is analyzed by the soil-water coupled finite element program incorporating the subloading surface model. Based on the results of calculation, the deformations including the settlements and the lateral displacements and the excess pore water pressures are discussed qualitatively from the viewpoint of the stability of fill construction.

Key Words: over-consolidation, subloading surface model, soil-water coupled finite element method

キーワード: 過圧密, 下負荷面モデル, 土-水連成有限要素法

1. はじめに

わが国では、生活用水や工業用水の取得のため、地下水の利用が盛んに行われてきた。軟弱地盤において地下水の利用などによる水位変動が生じ、それに伴う圧密が起ると、地盤は過圧密状態になり、その過圧密比 OCR は地表面ほど高くなる¹⁾。他方、昨今の電子計算機の発達および土の力学的挙動を表現しうる構成方程式を用いた数値解析手法を用いて、軟弱地盤上に盛土を施工するような場合の沈下や側方変位、および基礎地盤の安定性などの予測がなされている。しかし、そのような予測解析に広く用いられる Cam-Clay モデルの適用範囲は正規圧密～軽い過圧密状態の粘性土に限られる²⁾ことから、OCR が大きな地盤に対して問題がある。橋口により提案された下負荷面モデル³⁻⁵⁾は、降伏局面内部を純弾性域と仮定することを前提としない非古典塑性論に属しており、正規圧密状態から過圧密状態にわたる広範囲の土の力学的挙動を表現しうることを実証している^{6,8)}。

本論文では、軟弱地盤上において盛土を施工する際の基礎地盤の変状を、下負荷面モデルを導入した土-水連成 FEM を用いて解析し、先行圧密荷重による過圧密の影響を沈下量、側方変位を基にした基礎地盤の安定性から検討した。

2. 解析条件

2.1 土の構成方程式

解析には橋口が提案した初期下負荷面モデルを用いる。下負荷面モデルでは、降伏面内部での塑性変形を考慮するので、古典弾塑性論における降伏面を改めて正規降伏面と称することにする。いま、正規降伏面の内部に常に現応力点 σ を通り、応力空間の原点 $\sigma = 0$ に関して正規降伏面と相似形および相似の配置を保ちつつ膨張・収縮する下負荷面を導入する。さらに、正規降伏面に対する下負荷面の大きさの比すなわち、これらの面の相似比を R により表す。変数 R は正規降伏状態への接近の度合いと見なしえるので、これを“正規降伏比”と称する。以上により、下負荷面は次式で表される。

$$f(\sigma) = RF(H) \quad (1)$$

ここに、 f は σ の同次関数である。また、 H は等方硬・軟化変数を表す。

土に対する負荷関数として次式を採用する。

$$f(\sigma) = p \left\{ 1 + \left(\frac{\|\sigma^*\|/p}{m} \right)^2 \right\} \quad (2)$$

ここに、

$$p \equiv -\sigma_m = -\frac{1}{3} \text{tr} \sigma, \sigma^* = \sigma - pI \quad (3)$$

$$m = \frac{2\sqrt{6} \sin \phi}{3 - \sin \phi \sin 3\theta_\sigma} \quad (4)$$

$$\sin 3\theta_\sigma \equiv -\sqrt{6} \frac{\text{tr} \sigma^*}{\|\sigma^*\|^3} \quad (5)$$

ϕ は材料定数を表す。

等方硬・軟化関数 F を次式で与える。

$$F = F_0 \exp\left(\frac{H}{\rho - \gamma}\right) \quad (6)$$

ここに、 F_0 は初期の正規降伏面の大きさを表す。また、 ρ および γ は、それぞれ拘束圧 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張線の勾配を表す。

図-1 に初期状態における正規降伏面と下負荷面を平均応力 p と偏差応力の大きさ $\|\sigma^*\|$ で表される $p - \|\sigma^*\|$ 平面上で模式的に示す。初期下負荷面モデルにおいては、正規降伏比 $R (= \sigma / \sigma_y)$ の逆数が過圧密比 OCR に相当する。なお、本論文では、応力およびひずみともに引張を正とする。

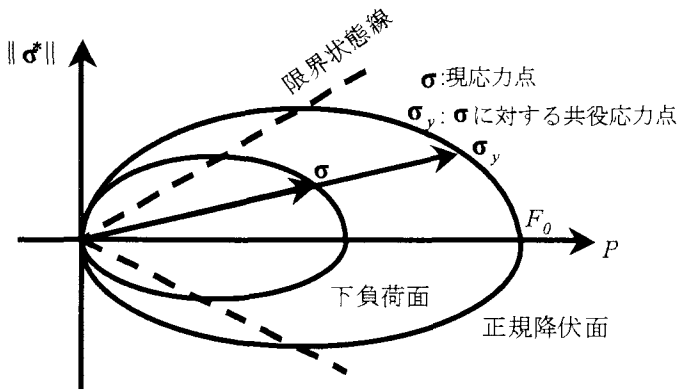


図-1 正規降伏面と下負荷面

2.2 地盤モデル

解析に用いたメッシュを図-2 に示す。地盤は平面ひずみ条件で、4 節点アイソパラメトリック要素を用いて、節点数：700、要素数：637 に分割した。境界条件は、変位に対して、左右境界は水平変位拘束、底面境界は水平・鉛直変位拘束、表面境界は自由変位と仮定した。また、水理境界として、表面および底面境界において排水、左右境界において非排水とした。なお、地盤の初期水位は地表面に設定した。

外力として図に示す盛土（盛土高 7 m、幅 50 m、盛土材の単位体積重量 16 kN/m^3 ）を一定速度 5 cm/day で施工した場合に相当する分布荷重を与えた。表-1 に解析に用いた地盤条件および下負荷面モデルに用いる材料定数、強度パラメータおよびその初期値を示す。ここで、 u は下負荷面の膨張速度を規定する材料定数であり、 $u \rightarrow \infty$ とすると初期下負荷面モデルは修正 Cam-clay モデルと同等のモデルに帰着する⁸⁾。

地盤の初期応力は次式により与えられるものと仮定する。

$$\sigma'_h = K_0 \sigma'_v, \quad \sigma'_v = \gamma_g h \quad (7)$$

ここに σ'_h および σ'_v はそれぞれ水平有効応力および鉛直有効応力、 γ_g は単位湿潤体積重量、 K_0 は静止土圧係数を表す。なお、一次元圧密化の地盤では、過圧密比が高い場合、 K_0 も大きくなることが知られているが、本解析では初期応力状態の差異をなくするため K_0 を過圧密比によらず一定と仮定している。

表-2 に設定した先行圧密荷重 $P_d (= F_0)$ と地盤の過圧密比 OCR を示す。0, 5, 10, 15, 20 の 5 つの P_c を設定しており、 P_c が 5 kN/m^2 増加する毎に過圧密領域が 1 m 拡大している。なお、 $P_c = 0 \text{ kN/m}^2$ の場合、 F_0 は地盤の拘束圧から自動的に設定され、地盤は正規圧密状態となる。図-3 に設定した過圧密比と深度の関係を示す。

2.3 下負荷面膨張速度の影響

下負荷面モデルの特徴は、正規降伏面の内部に現応力点が存在し、すなわち、過圧密状態であっても塑性変形が発生することを表現可能なことである。降伏面内部での塑性ひずみの発生を適切に表現するためには、下負荷面の膨張挙動を適切にコントロールすることが重要である。そこで、下負荷面の膨張速度を規定する u の影響について検討を行う。2.2 で示した解析メッシュおよび材料定数等を用い、選考圧密荷重条件先行圧密荷重 $P_d (= F_0)$ に 0, 100 (kN/m^2) をそれぞれ与えた地盤を想定し、 u を 1, 10, 100, 1000 の 4 種類与えて盛土施工解析を行った。図-4 に深度方向の OCR 分布を示す。 $P_c = 100 (\text{kN/m}^2)$ では解析領域全体が過圧密であること、表層部の過圧密比が非常に高いことが分かる。

図-5 に圧密終了時の盛土中央地表面における沈下表を示す。 $P_c = 0$ の場合、 u に関わらず沈下量は 154 cm と一定である。一方、 $P_c = 100$ の場合、 $u = 1$ で沈下量は 112 cm であるのに対し、 $u = 1000$ では 36 cm となり、 u の増加に応じて沈下量が劇的に減少している。これは、 u の増加に従い、降伏面内部での塑性ひずみの発生が抑制され、弾性成分が卓越してくることに起因している。岡安ら⁸⁾ は下負荷面モデルでは、重い過圧密状態の場合、 u が大きくなると弾性挙動がより顕著に現れることを指摘している。以上のことから、下負荷面モデルを重い過圧密状態の土に適用する場合、下負荷面の膨張速度を規定する u は、解析結果に大きな影響を及ぼす非常に重要な材料定数である。なお、実地盤を対象とした解析を行う際には、現位置の応力状態を反映させた三軸圧縮試験等の結果と、要素シミュレーションとの比較から u を決定することが可能である。

3. 解析結果および考察

3.1 地盤の変形および過剰間隙水圧について

図-6 に盛土完成時（施工開始 140 日後）における過剰間隙水圧分布および体積ひずみ分布を変形メッシュと共に示す。盛土中央部地表面における沈下量は、 $P_c = 0 \text{ kN/m}^2$ で 99 cm であり、 P_c の増加に従い、95, 91, 87, 84 cm と 4 cm ずつ減少している。また、のり肩部地表面での沈下量

は, 118, 115, 110, 105, 99 cm であり, こちらも同様に減少している. このように P_c が大きくなるに従い, 盛土中央およびのり肩の沈下量はいずれも一定の割合で減少している. なお, 盛土中央部よりものり肩部の地表面沈下が大きくなっているのは, 地盤強度に対して载荷速度が速かったため, 地盤が不安定化したためと考える.

次に, 過剰間隙水圧は, いずれも解析深度の中心 (深度 5.5 m) 付近で最大となっており, その値は $P_c = 0 \text{ kN/m}^2$ (正規圧密状態時) で 91.5 kPa, その後 P_c の増加に従い, 91.7,

91.6, 91.0, 90.5 kPa である. $P_c = 5$ および 10 kN/m^2 で正規圧密状態時よりも僅かに高い過剰間隙水圧が発生しているが, いずれの結果もほぼ同等の過剰間隙水圧分布を示している.

また, 体積ひずみの分布を見ると, 表層部での体積ひずみが最も大きくなっている. その値は, $P_c = 0 \text{ kN/m}^2$ で -0.33 であり, P_c の増加に従い -0.24, -0.19, -0.16, -0.15 と低下している. これより, P_c の増加により地表面部の OCR が増加し地盤が, より圧縮し難くなっていると考えられる.

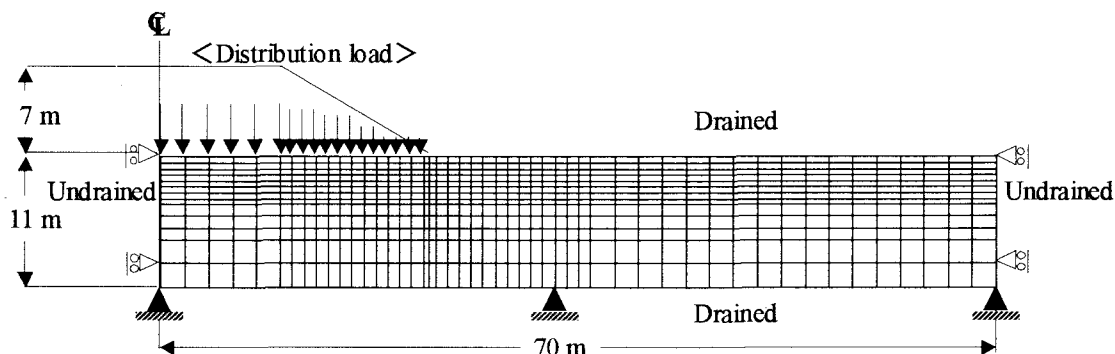


図-2 解析メッシュ

表-1 地盤条件および下荷荷面モデルに用いる材料定数とその初期値

(a) 地盤条件

名称	値
$\gamma_t \text{ (kN/m}^3\text{)}$	16
K_0	0.5

(b) 材料定数, 強度パラメータとその初期値

名称	値	名称	値
$F_0 \text{ (kN/m}^2\text{)}$	0.5, 10, 15, 20	ρ	0.08
v	0.33	γ	0.008
$\phi \text{ (}^\circ\text{)}$	36.4	u	10
$k \text{ (m/day)}$	8.64×10^{-4}		

表-2 先行圧密荷重 P_c と地盤の過圧密比 OCR

depth (m)	OCR			
	$P_c=5$	$P_c=10$	$P_c=15$	$P_c=20$
0-0.5	3.85	7.70	11.55	15.40
0.5-1.0	1.28	2.57	3.85	5.13
1.0-1.5	1	1.54	2.31	3.08
1.5-2.0	1	1	1.65	2.20
2.0-2.5	1	1	1.28	1.71
2.5-3.0	1	1	1.05	1.40
3.0-3.5	1	1	1	1.18
3.5-4.0	1	1	1	1.03
4m以深	1	1	1	1

* P_c : (kN/m²)

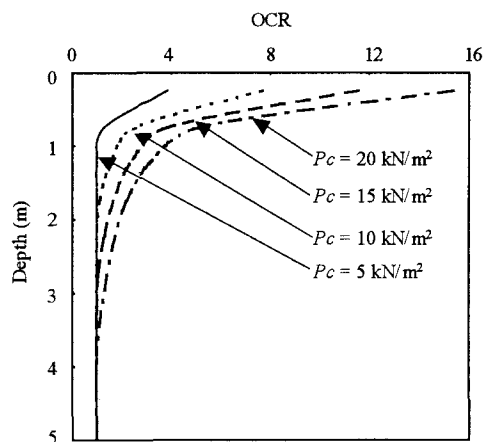


図-3 過圧密比と深度の関係

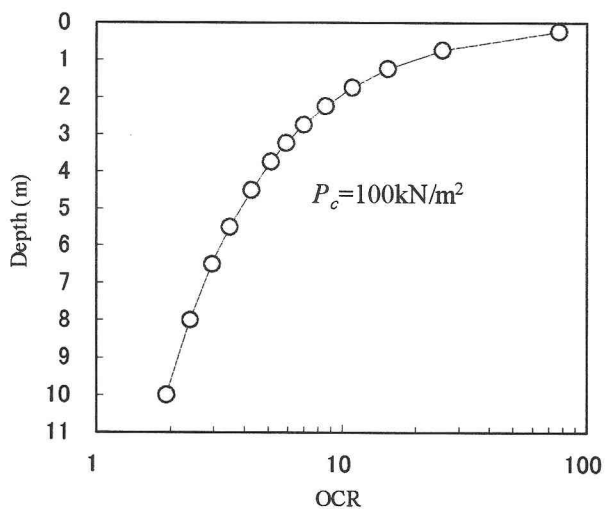


図-4 OCR 分布

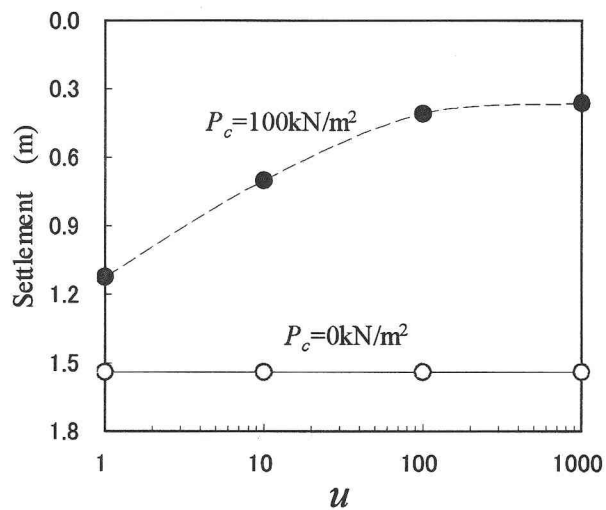


図-5 圧密沈下量と下負荷面膨張速度 u の関係

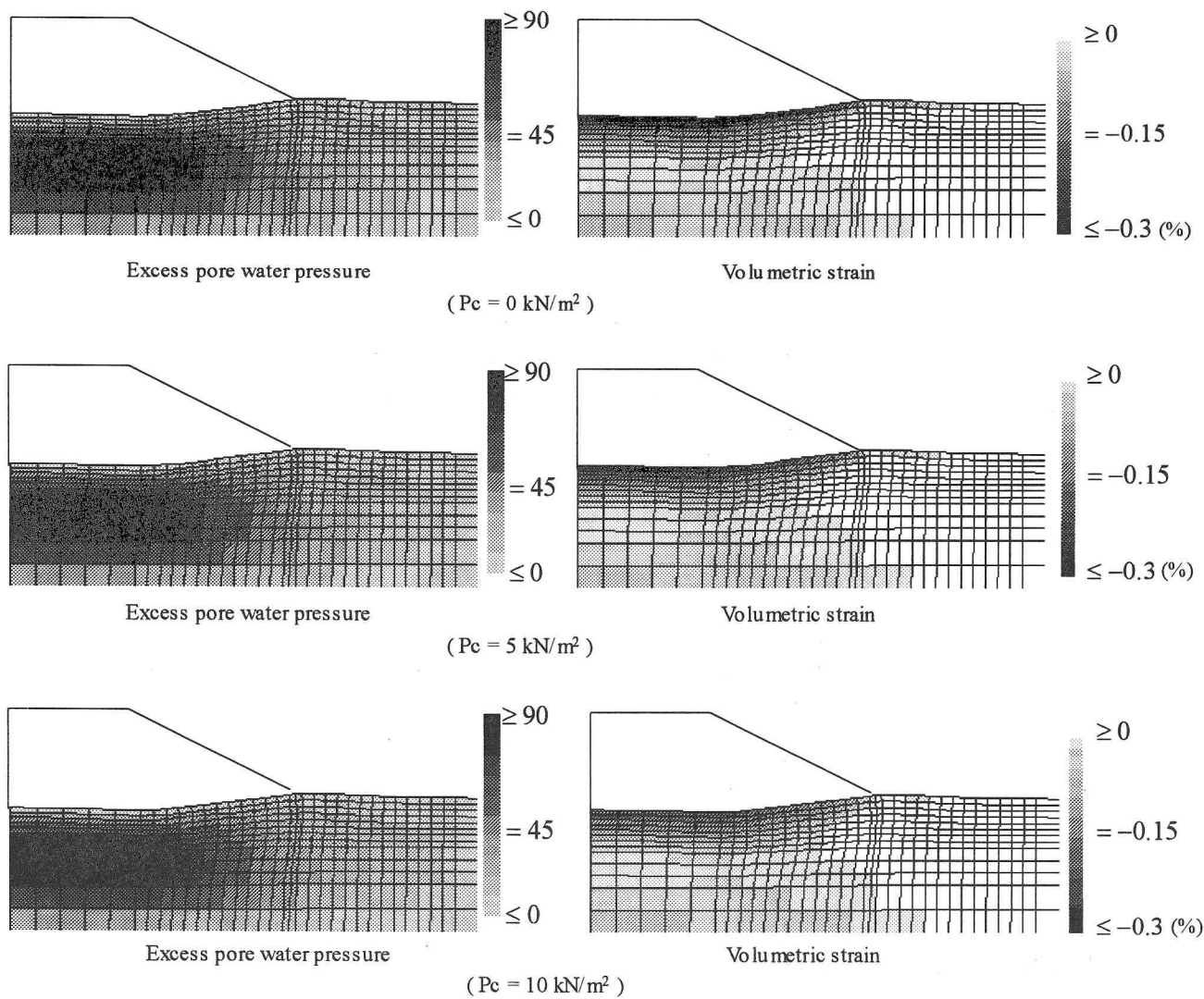


図-6 過剰間隙水圧および体積ひずみ分布図

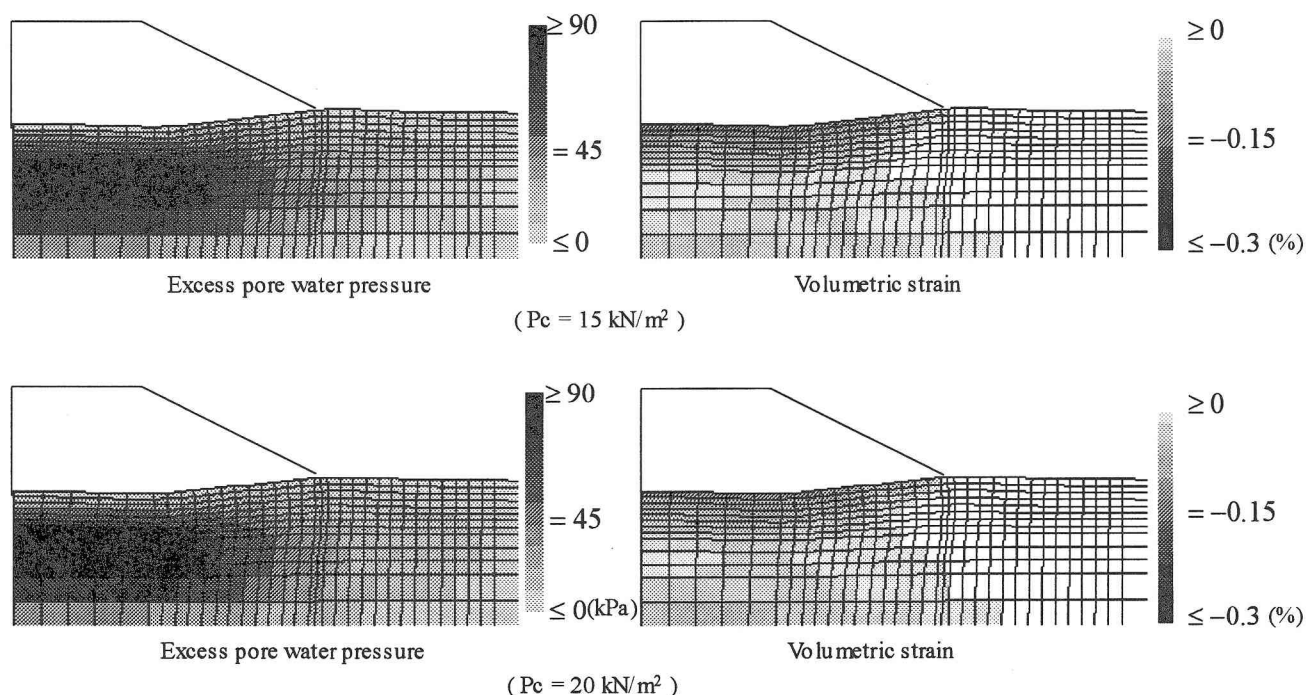


図-6 過剰間隙水圧および体積ひずみ分布図

3.2 盛土中央での地表面沈下とりのり尻部の側方変位

盛土中央部地表面における沈下の経時変化を図-7に示す。横軸に施工開始時点からの経過時間を、縦軸に沈下量を取っている。いずれの結果も、圧密の進行と共に沈下量が増加し、盛土完成 1.5 年後には沈下量が収束していることから、その付近で圧密が終了したと考えられる。圧密終了時での沈下量を比べると、正規圧密状態が最も大きく最終時点で 154 cm である。それに対し、 P_c が 5 kN/m^2 増加する毎に、沈下量が 5 cm ずつ減少している。

のり尻部における側方変位の深度分布についても図-7に併せて示す。 $P_c = 10 \text{ kN/m}^2$ 以下の結果はほぼ同等の変位分布をとっており、中でも $P_c = 5 \text{ kN/m}^2$ のとき、最大の側方変位が生じており、その値は地表面で 56 cm 、深度 1.4 m で最大変位 67 cm である。3.1 で示したように $P_c = 10 \text{ kN/m}^2$ 以下での過剰間隙水圧分布が非常に似ていること、中でも $P_c = 5 \text{ kN/m}^2$ の過剰間隙水圧が大きかったことから、側方変位が最大になったものと思われる。

本解析では、 P_c が増加する毎に、地表面、地中最大変位ともに 5 cm 程変位量が低下している。なお、正規圧密状態にある深度 4 m 以深では、 P_c によらずほぼ同じ側方変位量が生じている。

図-8 に盛土完成時における $\chi = \frac{\|\sigma'\|/p}{m}$ の分布を示す。

正規圧密状態のとき、 χ が 1 に近いほど、限界状態に近づいていること示す。 $P_c = 5 \text{ kN/m}^2$ ではのり尻部からやや外側、深度 $2 \sim 4 \text{ m}$ 付近において最も χ の値が大きくなっている。また、この深度の OCR は 1 である。一方、 $P_c = 20 \text{ kN/m}^2$ も同様にのり尻部からやや外側、深度 $0 \sim 4 \text{ m}$ 付近で最も χ の値が大きくなっている。しかしながら、その領域は未だ OCR が 1 に達していないため、過圧密状態にある。すなわち、 P_c の増加に伴い、 χ が 1 に近い領域も拡大

するが、その領域が過圧密領域であるため、塑性変形が小さくなり、側方変位が減少すると考えられる。

3.3 過圧密領域の影響

図-9 に P_c に対する地表面沈下、側方変位の低減率を示す。盛土中央部地表面での沈下量を S_c 、のり尻部地表面での側方変位量を δ として、正規圧密状態でのそれぞれの値を用いて正規化を行っている。 P_c の増加に従い沈下量、側方変位量ともに減少している。 $P_c = 5 \text{ kN/m}^2$ では沈下の低減率が 2 % であるのに対し、側方変位は 2 % と逆に増加する結果となっているが、他の P_c においては、側方変位の低減率が、沈下のそれより卓越しており、 $P_c = 20 \text{ kN/m}^2$ では、沈下の低下率 12 % に対し、側方変位の低減率 26 % と約 2 倍の低減効果を発揮している。

3.4 地盤の安定性に関する検討

図-10 に盛土完成時および圧密終了時におけるせん断ひずみ分布を示す。いずれの結果ものり肩からのり尻に向けて深度 $4 \sim 5 \text{ m}$ の付近で最大せん断ひずみを生じている。また、圧密が進行するに従い最大せん断ひずみの大きくなり、その領域も広がっている。 $P_c = 5 \text{ kN/m}^2$ で最も大きなせん断ひずみが発生しており、以下、 $P_c = 0, 10, 15, 20$ の順となり、側方変位の大きさと同じ並びである。

次に地盤の安定性を検討するために松尾・川村⁹⁾による安定管理図を図-11に示す。図より、いずれの結果も沈下量 20 cm を超えた付近から右側に傾き不安定化しているが、盛土完成後の圧密過程に入ると共に再び安定化している。また、側方変位抑止効果の高かった $P_c = 20 \text{ kN/m}^2$ が最も安定である、一方、側方変位、過剰間隙水圧が大きかった $P_c = 5 \text{ kN/m}^2$ 時の結果が、最も右側に位置しており、不安定であると判断される。これは、せん断ひずみの発生具合からも妥当な結果となっている。

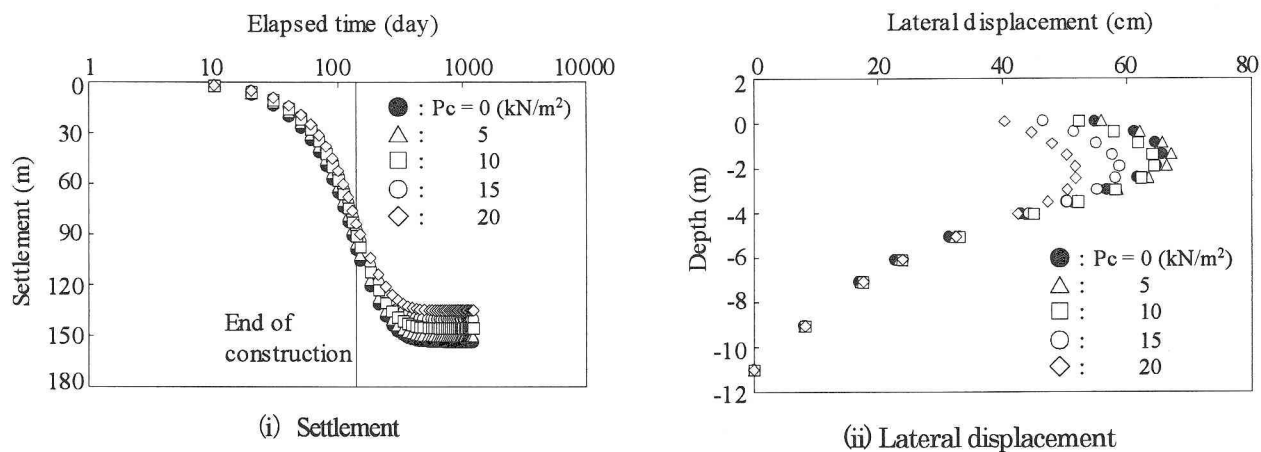


図-7 沈下経時変化および側方変位分布

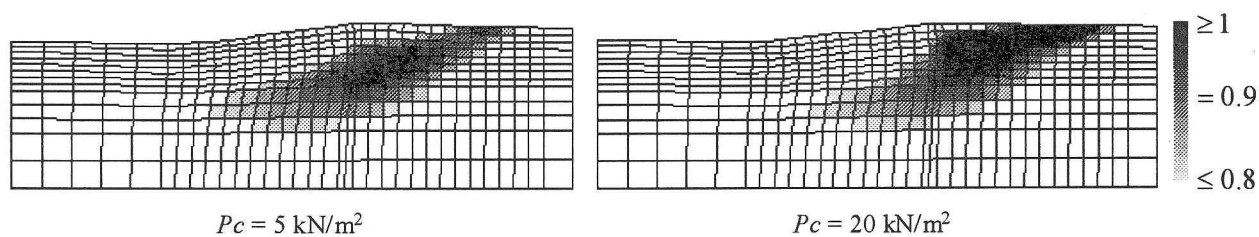


図-8 盛土完成時における分布 χ の分布

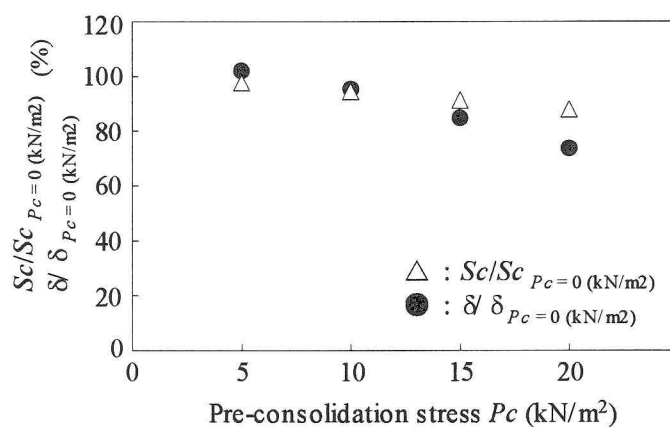


図-9 P_c に対する地表面沈下,側方変位の低減率

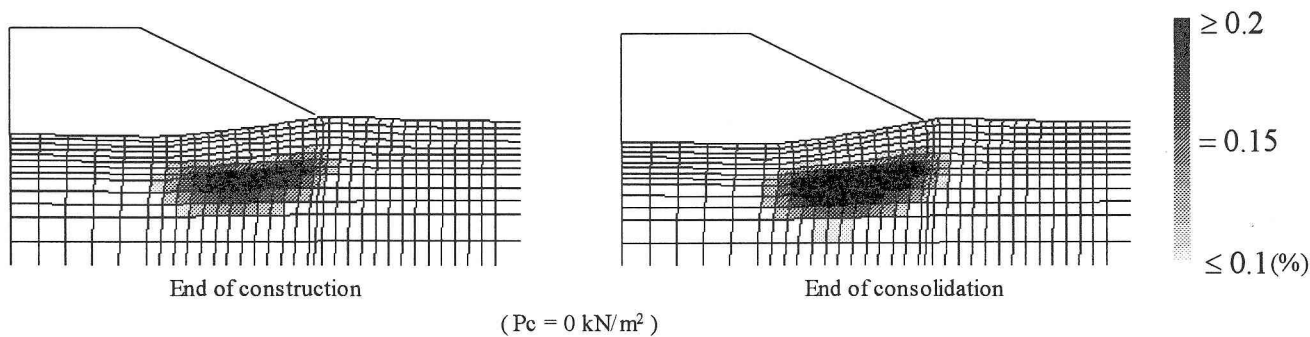


図-10 盛土完成時および圧密終了時におけるせん断ひずみ分布

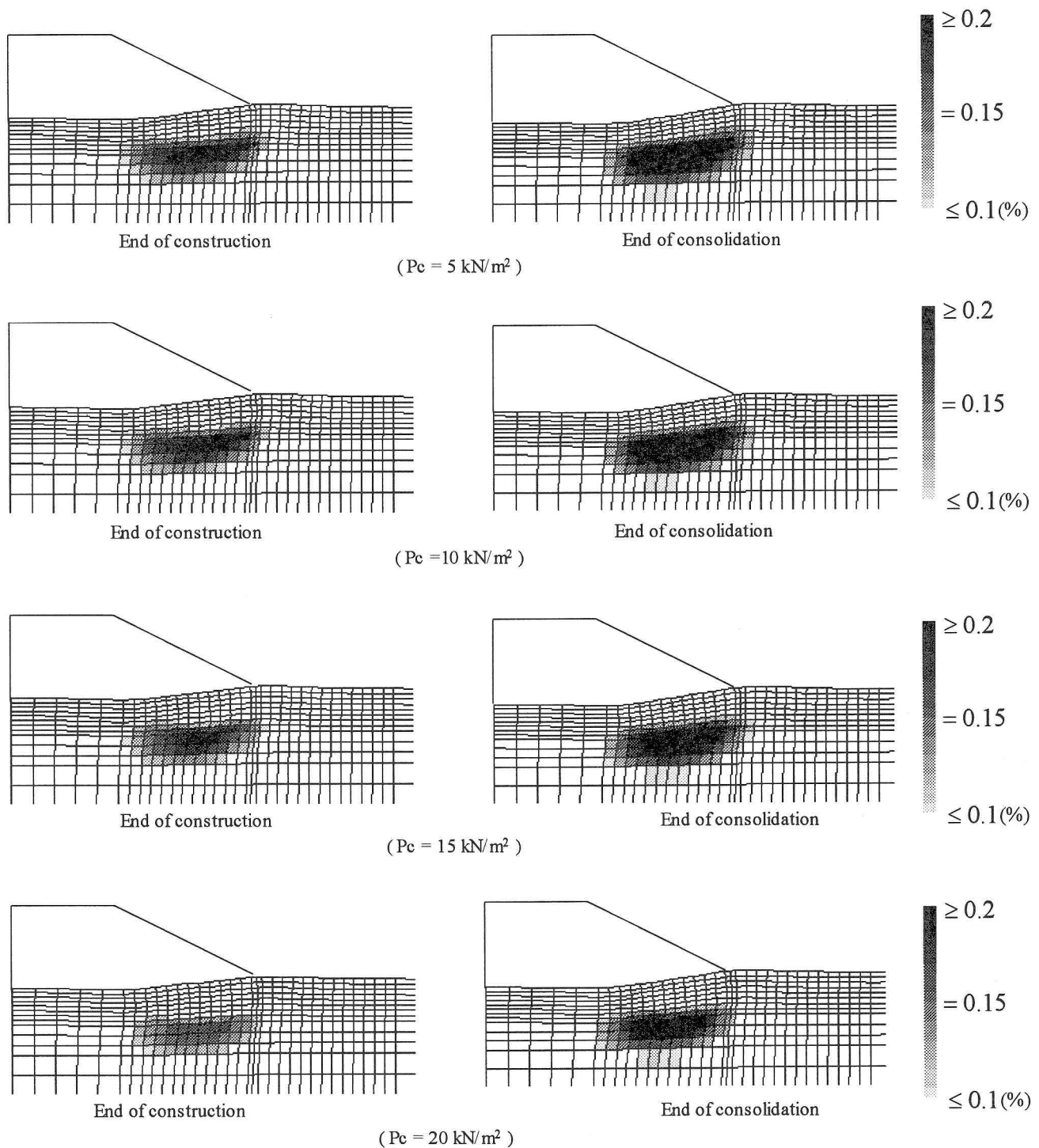


図-10 盛土完成時および圧密終了時におけるせん断ひずみ分布

4. 結言

軟弱地盤上の地表面付近における過圧密状態の影響を調べるために、ケーススタディとして単一材料による軟弱地盤をモデル化し、4種類の先行圧密荷重を設定して、過圧密地盤を作成し、盛土施工に伴う地盤変状を通して、過圧密の影響を検討した。得られた結果を以下に記す。

- 1) 先行圧密荷重が 15kN/m^2 以下のケースでは、沈下抑止・側方変位抑止効果はほぼ同程度である。
- 2) 先行圧密荷重が 20kN/m^2 のケースでは、沈下抑止よりも側方変位抑止により効果が認められた。
- 3) 先行圧密荷重の増加に従い、沈下・側方変位共に抑止効果が増加した。また、沈下よりも側方変位抑止の増加が顕著である。
- 4) 下負荷面モデルでは、過圧密比が高いほど下負荷面の膨張速度を規定する材料定数 u の与える影響が大きくなり、 u が大きいほど地盤は弾性的な挙動を示す。その為、過圧密比が高い地盤に過負荷面モデルを適用

する場合、 u を適切に設定することが重要である。
 なお、地盤表層付近の過圧密土には固結力を有しているものもある。そのような土への下負荷面モデルの適応は今後の課題として挙げられる。

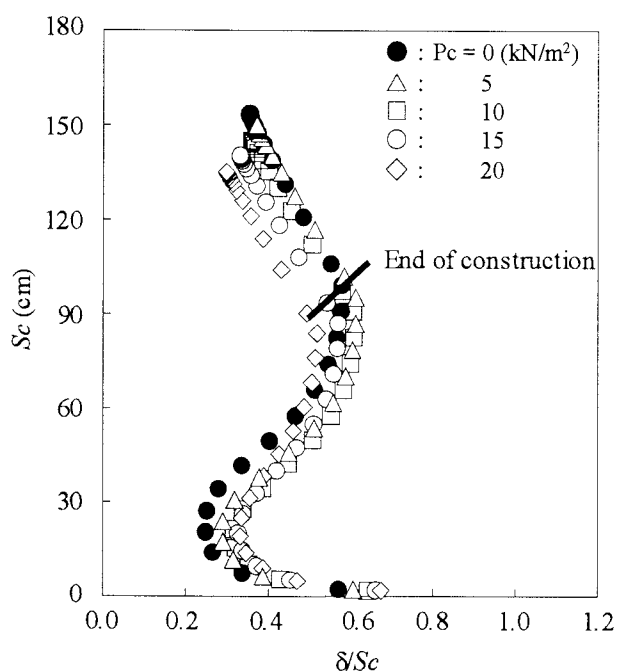


図-11 盛土施工に伴う地盤の安定性

参考文献

- 1) Wroth, C. P. and R. G. H. Parry: *Soft Clay Engineering*, Elsevier Scientific Publishing Company, pp.309-364, 1977.

- 2) 田中忠治, 鶴飼恵三, 河邑眞, 阪上最一, 大津宏康: 地盤の三次元弾塑性有限要素解析, 丸善, 1996.
- 3) Hashiguchi, K. and Ueno, M.: Elastoplastic constitutive laws of granular materials, *Constitutive Equations of Soils*, (Proc. 9th ICSMFE, Special Session 9, Tokyo) JSSMFE, pp.73-82, 1977.
- 4) Hashiguchi, K.: Constitutive equations of elastoplastic materials with elastic-plastic transition, *J. Appl. Mech.(ASME)*, Vol.47, pp.266-272, 1980.
- 5) Hashiguchi, K.: Subloading surface model in unconventional plasticity, *Int. J. Solids Struct.*, Vol.25, pp.917-945, 1989.
- 6) Hashiguchi, K. and Chen, Z.-P.: "Elastoplastic constitutive equations of soils with the subloading surface and the rotational hardening", *Int.J. Numer. Anal. Meth. Geomech.*, Vol.22, pp.197-227, 1998.
- 7) Hashiguchi, K. Saitoh, K., Okayasu, T. and Tsutsumi, S.: "Evaluation of typical conventional and unconventional plasticity models for prediction of softening behaviour of soils", *Geotechnique*, Vol.52, No.8, pp.561-578, 2002.
- 8) Okayasu, T. Hashiguchi, K. Ozaki, T. and Takezoe, R.: "Elastoplastic finite element analysis of ground deformation behavior due to uplifting of anchor", *J. Appl. Mech., JSCE*, Vol.6, pp.541-550, 2003.

Matsuo, M. Kawamura, K.: "Diagram for construction control of fill on the soft ground", *Soils and Foundation*, Vol.7, No.3, pp.37-52, 1977.

(2004年4月16日 受付)