

盛土基礎地盤の簡易変形解析と その施工管理への応用

亀井 健史*・志比 利秀*・貞松 貴之**

*島根大学総合理工学部 地球資源環境学科

**島根大学総合理工学部 研究生

Simplified Deformation Analysis of Clay Foundation under Embankments and Its Application
to Construction Management

Takeshi KAMEI*, Toshihide SHIBI* and Takayuki SADAMATSU**

**Department of Geoscience, Interdisciplinary Faculty of Science and Engineering, Shimane University*

***Research student, Interdisciplinary Faculty of Science and Engineering, Shimane University*

Abstracts

Vertical and horizontal deformation of foundations under embankments is often large and potentially damaging to structures. Evaluating the magnitude of such deformation and the rates at which they occur play an important part in many geotechnical engineering projects. This deformation analysis becomes increasingly important when embankments are constructed on weak soils. To confirm the applicability of the simplified deformation analysis as proposed by KAMEI, deformation analysis was carried out using Finite Element Method analysis available in commercial software. The model simulations are compared with the well-documented case history of the Kanda trial embankment. Reasonable agreement is obtained between the measured and the computed values of ground surface movements beneath the center of the embankment for the multi-soil layers in the preliminary design. We also evaluated whether it is possible to reduce operations and shorten the total construction period and cost using by this analysis. According to our results, significant reduction in operations and shortening of the total construction period is possible. Finally, significant information in engineering practice is gained by this analysis.

1. はじめに

わが国の平野部の地層は、今から200万年前以降に堆積した洪積層と沖積層からなる第四紀層に分類される。この第四紀層からなる地盤は生成年代が若いため、未固結および半固結の土と軟岩から構成されている。特に今から2万年前以降に堆積した完新世堆積物は、一般に柔らかい粘土、シルト、緩い砂質土あるいは有機質土等から形成された地盤であり、いわゆる“軟弱地盤”が広く分布している。

このような軟弱地盤には、せん断強さが小さく、大きな圧縮性を有しているという地盤工学的性質が一般的に認められている。したがって、軟弱地盤上に盛土を建設する場合には、

鉛直および水平方向の変形やすべり破壊の問題等の地盤工学上多くの問題点が存在している。このような問題点に対して、盛土建設に伴う軟弱地盤の変形挙動予測がこれまでに提案されてきている。一般に実務では、盛土建設に伴う圧密沈下は、種々の方法により精度よく予測されるようになってきた。一方、側方流動に関しては、予測が困難なため、一般には情報化施工と呼ばれる実地盤の鉛直および水平方向の変形量を一定時間毎に計測する動態観測を行うことによりその安定性を検討している。しかしながら、この動態観測には、多大な費用と時間を要するため、より低コストで迅速に行える変形挙動予測が求められてきている。

一方、近年の計算機の発達に伴い、有限要素法等の数値解析を行うことにより、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た。しかしながら、この有限要素法により実地盤の変形挙動を精度よく予測するためには、信頼できる土の構成方程式、土質定数、および初期条件と境界条件の把握が重要となる。

実地盤の変形挙動をよく表現できる土の構成方程式の一つとして、関口・太田モデル^{1),2)}があげられる。このモデルは、土要素の異方応力状態、主応力の回転、さらにそれに伴うダイレイタンスー効果の変化等を表現でき、また、粘性土固有の粘性の影響を考慮することが可能なモデルでもある。このような特徴から、関口・太田モデルは、軟弱地盤の変形挙動解析の際にわが国で広く用いられている。

また、粘性土の変形挙動を表現するために必要とされる土質定数の決定には、通常、種々の土質試験を行う必要がある。その結果、得られた定数は、非常に精度の高いものから経験的に根拠のあいまいなものまで、幅広い精度の定数が混在する傾向が認められる。このような観点から、広範な土の種類への適応性と簡便性さらには高精度な土質試験に基づいて、土の構成式に適用される土質定数を塑性指数 (PI) のみから決定する簡易土質定数決定法が KAMEI^{3),4)} および NAKASE *et. al.*⁵⁾ により提案されている。また、IIZUKA and OHTA⁶⁾ も標準圧密試験やせん断試験の結果を考慮し、PI を基本量として土質定数を決定する方法を提案している。特に KAMEI^{3),7)~13)} は、上記の土質定数決定法に加え、土の基本的な物理的性質から地盤のモデル化を行う地盤の簡易モデル化手法を提案している。この手法によれば、土の力学的試験を実施することなしに地盤のモデル化が可能であり、非常に経済的である。このような地盤の簡易モデル化手法を用いた簡易変形解析手法から得られた変形挙動予測が複数の実地盤に対して行われており、その解析結果と実測結果が良い対応性を示すことがすでに実証されている。

このような現状を踏まえ、本研究では、低コストかつ安全で一般性のある盛土施工管理手法を構築するために、簡易土質定数決定法と地盤の簡易モデル化手法を商用汎用 FEM プログラムに用いて、地盤の変形挙動予測を行った。その際、解析から得られた結果と実際の軟弱地盤上の試験盛土から得られた地盤の変形挙動とを比較し、工学的な観点から本手法の有意性を検討した。さらにこの手法に動態観測手法を適用することにより、より安全かつ迅速な盛土施工過程を提案できる可能性を示唆している。

2. 盛土建設に伴う盛土基礎地盤の側方流動とその評価

先述したように軟弱地盤には、せん断強さが小さく、大きな圧縮性を有しているという地盤工学的性質が一般に認められている。したがって、このような軟弱地盤上に道路盛土や河川堤防を建設する際には、盛土基礎地盤の沈下や、盛土法面付近の斜面安定の検討が必要となる。特に斜面の安定と密接に関わる盛土基礎地盤の側方流動現象は、周辺地盤や構造物にも悪影響を及ぼすため、その側方変位量を評価することは大変重要である。例えば、軟弱地盤上の道路橋台の側方移動の要因に関する種々の検討が行われており、側方流動指数（ F 値）による周辺構造物に及ぼす側方移動の影響の有無の判定法が提案されている¹⁴⁾。

盛土設計段階において盛土法面付近の斜面安定を検討する際には、一般に円弧すべりなどの剛塑性理論が用いられる。円弧すべりの安全率は通常1.2から1.3程度を確保するように設計されるが、地盤の強度増加を期待することが多いため、施工中にその都度、盛土の安定性の検討を行うことが望ましい。したがって、盛土建設に際しては、実地盤の沈下量と側方変位量を一定時間毎に計測する動態観測が行われている。この動態観測により盛土の安定性が低いと判定された場合には、盛土基礎地盤の強度増加や盛土の荷重軽減を図る等の側方流動の防止軽減対策を行うことにより、安全に盛土施工を実施することが可能となる。

上記のように、施工中の現場計測から得られる情報を、迅速かつ系統的に処理、分析しながら次段階の施工に利用する管理システムのことを情報化施工と呼ぶ。このような情報化施工において盛土の安定性評価に用いられる手法には、松尾・川村の方法¹⁵⁾や柴田・関口の方法¹⁶⁾などの種々の方法が提案されている。以下、管理手法の代表的な一つの方法として松尾・川村の方法について説明する。

2.1 松尾・川村の方法¹⁵⁾

図-1に松尾・川村の方法の概念を示し、安全性の評価法を以下に説明する。この方法では、盛土施工の安全性の評価の指標として、盛土法尻における基礎地盤の側方変位量 δ と盛土中央部直下の基礎地盤の沈下量 d を用いる。具体的には、横軸に δ/d 、縦軸に d をとった図中に施工中の変位過程を描き、変位過程を示す曲線の形により盛土の安全性を評価する。

例えば、施工の進行に伴い変位過程が図中の曲線Ⅰ→Ⅱで描くように右上へと向かい破壊基準線に近づいていく場合には、現状の盛土建設速度では圧密沈下よりせん断変形が卓越していることを示している。すなわち、地盤に側方流動現象が認められ、このまま盛土建設を継続すると地盤にすべり破壊が発生する可能性が高い。このような場合には、しばらくの間、盛土を静置し、地盤の圧密に伴う強度増加を図った後、再度施工を進める必要がある。

一方、施工の進行に伴い変位過程が図中の曲線Ⅰ→Ⅲで描くように左上へと向かい破壊基準線から遠ざかっていく場合には、地盤は側方流動に比較して圧密沈下が卓越していることを示している。したがって、このような変位過程を迎える場合には、安定な盛土施工過程であるといえる。

以上のように、松尾・川村の手法を盛土建設の施工管理に適用することにより、土構造物

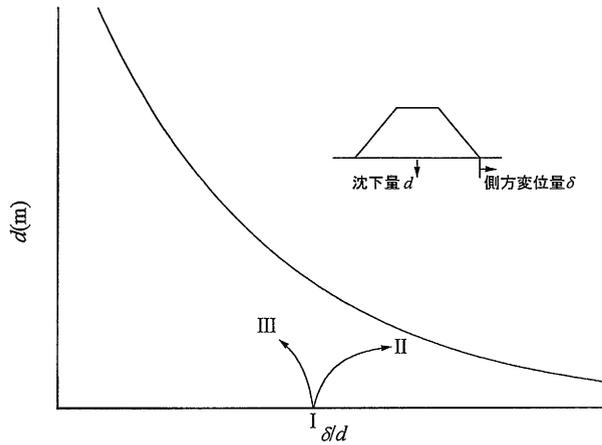


図-1 松尾・川村の方法の概念

の安定性を適時管理することが可能となる。したがって、この手法は、盛土建設を実施する上で、非常に重要な位置を占める。

3. 土の構成方程式と土質定数決定法

本研究では、土の構成方程式として、現位置における異方応力状態、主応力軸の回転さらにダイレイタンスー効果の変化等を表現できる関口・太田モデル^{1),2)}を用いる。このモデルは、変形に対する自然堆積粘土の K_0 圧密状態の影響と粘性土固有の粘性の影響を表すことができるように改良されている。関口・太田モデルの概略について、以下に簡単に説明する。上記のモデルでは、粘性土の体積ひずみ ε_V と体積ひずみ速度 $\dot{\varepsilon}_V$ との関係は、以下の微分方程式により表される。

$$\varepsilon_V = \frac{\lambda - \kappa}{1 + e_0} \ln \frac{p'}{p'_0} + D \cdot \eta^* - \alpha \ln \left(\frac{\dot{\varepsilon}_V}{\dot{v}_0} \right)$$

ここで、 p' は平均有効主応力、 η^* は平均有効主応力に対してどの程度のせん断応力が作用しているかをマクロに示すスカラー量で座標の取り方によらない不変量である。 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を表し、 D はダイレイタンスー係数、 α は二次圧縮係数である。また、 e_0 は先行圧密時の間隙比を、 p'_0 は先行圧密時の平均有効主応力を表しており、 \dot{v}_0 は初期体積ひずみ速度である。なお、式中の右辺第1項は圧密による体積変化を表す項であり、第2項はせん断による体積変化を、第3項は粘性による体積変化を示している。

一方、土の構成方程式に用いられる土質定数は、広範な土の種類への適応性と簡便性に基づいて、塑性指数 (PI) より決定する^{3)~5)}。この決定法から得られた土質定数を用いた解

表-1 塑性指数による土質定数決定法^{3)~5)}

関係式	相関係数
$\lambda=0.02+0.0045PI$	0.98
$\kappa=0.00084 (PI-4.6)$	0.94
$D=0.0159+0.0082PI$	—
$N=1.517+0.019PI$	0.95
$M_C=1.65$	—
$M_E=1.385-0.00505PI$	0.85
$C_\alpha=0.00168+0.00033PI$	0.96
$K_{0NC}=0.45$	—
$K_{0OC}=K_{0NC}(OCR)^{0.45}$	—
$v'=K_{0NC}/(1+K_{0NC})$	—
$\alpha=0.434 C_\alpha/(1+e_0)$	—
$t_c=17.77PI$ (sec)	—
$\dot{v}_0=\alpha/t_c$ (1/sec)($\times 10^{-4}$)	—
$\lambda_k=0.073+0.019PI$	0.98

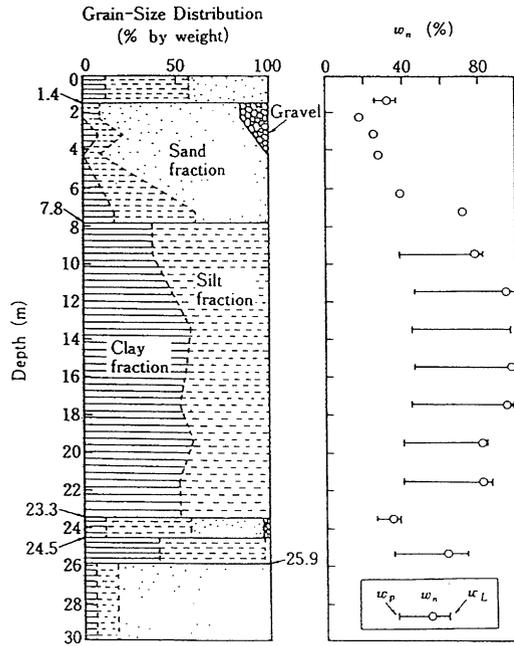
析結果は、要素試験（三軸試験^{5),7)~9)}、モデル実験（遠心載荷実験^{3),8)}、実地盤の変形挙動^{10)~13)}を非常によく表現できることがすでに実証されている。上記の土質定数決定法^{3)~5)}を表-1に示す。ここで、 N は正規圧密曲線状において $p'=98 \text{ kN/m}^2$ のときの比体積 $(1+e)$ を表す。また、 M_C と M_E はその自然堆積地盤の異方性を表すものであり、それぞれ圧縮側および伸張側の限界状態における応力比を表す。 C_α は自然対数表示による二次圧縮指数を、 K_{0NC} と K_{0OC} はそれぞれ正規圧密時と過圧密時の静止度圧係数を、 v' は弾性域のポアソン比を表す。 t_c は一次圧密終了時の時間を表しており、 λ_k は間隙比と透水係数を関連付ける定数である。

精度良い解析結果を得るためには、上記の土の構成方程式、土質定数の選択に加えて、対象とする多層地盤の的確なモデル化が重要となる。本解析では、より経済的に優れた盛土施工管理手法の提案をするため、土の基本的な物理量（粒度組成やコンシステンシー限界、自然含水比等）のみを用いて、盛土基礎地盤のモデル化する。具体的には、粒度組成やコンシステンシー限界から土質定数を、土の自然含水比と液性限界から地盤の応力履歴を判別する。このような地盤の簡易モデル化手法を用いた変形解析はすでに複数行われており、工学的有意性がすでに実証されている^{10)~13)}。

4. 簡易変形解析の盛土施工管理への応用

軟弱地盤上への盛土建設に際し、盛土を支持する地盤の支持力、あるいは地盤に破壊を生じさせない盛土の限界高さを推定するため、通常、盛土の設計段階において円弧すべり法などの安定解析が行われる。特に、 q_u 値を用いた地盤の円弧すべり解析は、地盤の破壊現象をよく再現できるといわれている¹⁷⁾。

しかしながら、地盤は突然破壊するのではなく、破壊する前には変形が生じる。したがって、盛土が崩壊しなくても、周辺地盤に悪い影響を及ぼす可能性がある。現在ではいたる場

図-2 神田試験盛土の土層構成¹³⁾

所に構造物が建設されており，建設中の盛土と既存構造物との間に十分な距離をとることが不可能な場合が多く，盛土建設が周辺地盤に及ぼす影響をも検討することが重要となる．そのため，盛土設計の段階においても，地盤の変形を考慮することが必要となる．上記のような観点に立つと，盛土設計の段階から地盤の簡易変形解析手法を用いることは非常に有益である．

以下，地盤の簡易変形解析手法の施工管理への応用を検討するため，現場計測データが整っている神田試験盛土の場合について簡易変形解析手法の適用を実施する．

4.1 神田試験盛土の概要^{18),19)}

神田試験盛土は，軟弱粘性土地盤上の新設道路盛土建設に際し，盛土のすべり破壊に対する安全性の確認と敷地の制約に伴う側方地盤変形量の検討のために行われたものである．以下，神田試験盛土の概要について説明する．

神田試験盛土基礎地盤の軟弱粘性土層は，深度 25.9 m までであり，その下位層は支持層となっている．また，最表層部には 0.4 m 厚のまさ土が敷かれている．この部分は，1 ヶ月しか経過していないため，圧密は終了していないものとみなされる．地下水面は，この敷砂下面付近である．軟弱粘性土の土層構成は，図-2 に示すとおりであり，自然含水比と液性限界とがほぼ同程度の値を示している．したがって，地盤の簡易モデル化手法から，この粘

表-2 解析に用いた神田試験盛土の土質定数

土層	深度 (m)	PI	λ	κ	e_0	D	M	α (%)	\dot{v}_0 (1/day)	K_{0NC}	ν'
L-1	0-1.4	11									
								(Elastic material)			
L-2	1.4-4.7	0									
								(Elastic material)			
L-3	4.7-7.8	0									
								(Elastic material)			
L-4	7.8-9.8	44	0.218	0.0331	1.35	0.052	1.41	0.2992	3.32×10^{-5}	0.45	0.31
L-5	9.8-11.4	53	0.259	0.0407	1.52	0.059	1.39	0.3307	3.03×10^{-5}	0.45	0.31
L-6	11.4-13.0	52	0.254	0.0398	1.51	0.059	1.39	0.3251	3.09×10^{-5}	0.45	0.31
L-7	13.0-14.9	56	0.272	0.0432	1.58	0.062	1.38	0.3398	2.95×10^{-5}	0.45	0.31
L-8	14.9-17.0	53	0.259	0.0407	1.52	0.059	1.39	0.3307	3.03×10^{-5}	0.45	0.31
L-9	17.0-19.0	44	0.218	0.0331	1.35	0.052	1.41	0.2992	3.32×10^{-5}	0.45	0.31
L-10	19.0-20.8	46	0.227	0.0348	1.39	0.054	1.4	0.3069	3.28×10^{-5}	0.45	0.31
L-11	20.8-23.3	13	0.079	0.0071	0.76	0.027	1.49	0.1481	5.61×10^{-5}	0.45	0.31
L-12	23.3-25.9	39	0.196	0.0289	1.26	0.048	1.42	0.2804	3.49×10^{-5}	0.45	0.31

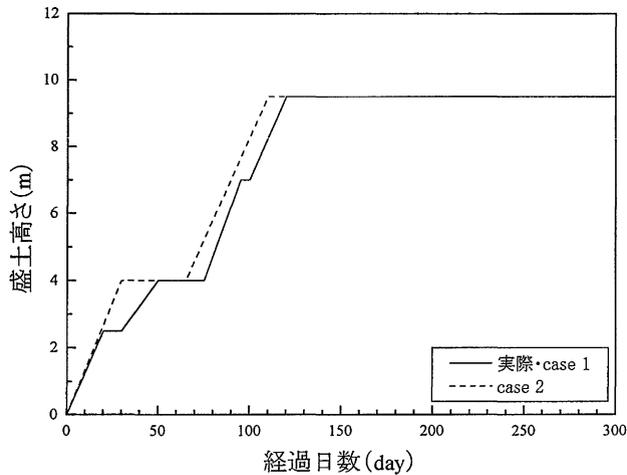


図-3 盛土の施工過程

性土層は、ほぼ正規圧密粘性土地盤に近いものと評価できる。

今回対象とした地盤に関しては、不攪乱試料が採取され、すでに一連の土質試験が行われている¹⁹⁾。しかしながら、本研究では、前述したように物理試験結果のみに基づいて地盤の変形解析を行うという観点から、各層区分を塑性指数 (PI) から決定し、その土質定数を神田盛土基礎地盤の PI のみにより推定した。その一覧を表-2 に示す。

盛土の形状は、盛土厚さ 9.5 m、盛土敷幅 60.0 m である。盛土材料はまさ土であり、盛土の施工過程は図-3 に示すとおりである。観測計器には、表面沈下板、スクリュウ式層別沈下計、地表変位杭、伸縮計、地中変位計、および間隙水圧計が用いられた。

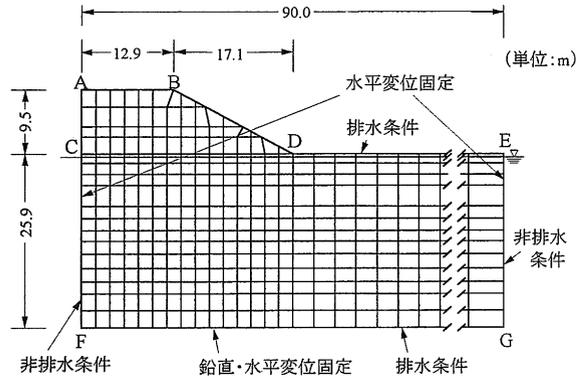


図-4 本解析に用いた有限要素分割と境界条件

4.2 境界条件とモデル地盤

神田試験盛土の変形挙動解析は、KAMEI and SAKAJO¹³⁾によってすでに行われており、盛土基礎地盤の変形挙動が工学的に十分な精度で予測可能なことが解析的に示唆されている。しかしながら、上記の研究で用いた FEM プログラムは著者が独自に開発したものであり、簡易地盤解析手法の一般性を考慮した場合には、プログラムによらず解析結果が得られることが望ましい。そこで本研究では、一般においても利用可能な市販されている汎用 FEM プログラムを用いて軟弱粘性度地盤の変位挙動予測を行った。用いた汎用 FEM プログラムは、富士通 FIP ㈱の「2次元 FEM 地盤解析支援システム (AFIMEX) Ver. 3.1」および「2次元土・水連成解析プログラム (DAC SAR)」である。

本解析に用いる神田試験盛土と基礎地盤の有限要素分割を図-4 に示す。盛土断面对称性から右側半分の解析領域とした。なお、全要素数は、482個で、全節点数は528個である。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固定とし、底面境界で鉛直・水平変位固定とした。また、間隙水に関する境界条件としては、地表面(地下水位)と底面において排水条件を、盛土の中央と右側遠方境界において非排水条件を与えた¹⁹⁾。本解析では、軟弱粘性土地盤は、塑性指数に基づいて、深度方向に12層に分類する。

まず、簡易変形解析を汎用 FEM プログラムに用いた軟弱粘性土地盤の変形挙動解析により、実地盤の変形挙動を工学的に十分な精度で予測可能か否かを検討するため、実際の施工現場と同様の施工過程 (case 1) の変形挙動予測を行う (図-3)。次に、神田試験盛土建設に伴う施工日数、作業量の低減の可能性を検討するため、case 2 の施工過程を用いた変形挙動予測を行う (図-3)。なお、実際の現場 (case 1) における施工日数に80日間を要し、施工終了時の経過日数は120日である。一方、case 2 の施工過程の場合は、施工日数が75日間であり、110日の経過日数を経て施工終了となる。

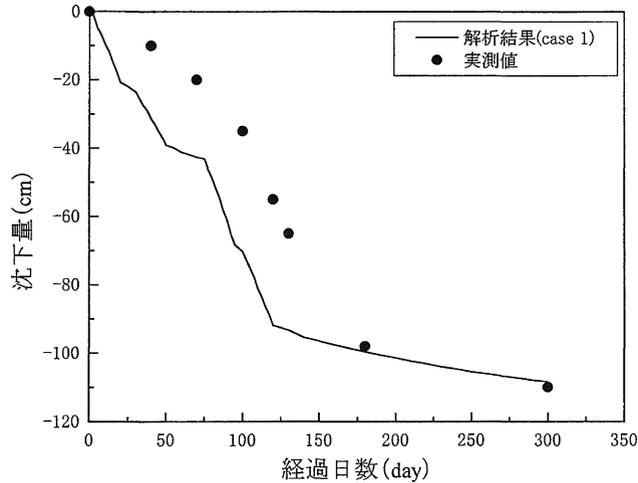


図-5 盛土中央部での地表面沈下量と経過日数の関係 (case 1)

4.3 地盤変形解析結果とその実測結果の比較

4.3.1 施工過程 case 1 による解析結果と実測結果の比較

盛土中央部での地表面沈下量と経過日数の関係を図-5に示す。盛土施工中では、本解析結果による地表面沈下量は、実測結果に比べてわずかに大きく見積もられている。しかしながら、盛土施工終了後の地表面沈下量においては両者の差は数 cm であり、両者の間には非常に良い一致が認められる。このことは、用いた透水係数の値が地盤全体としてバランスの良い透水係数を示しているためである。したがって、盛土建設初期においては透水係数が大きいいため、沈下量が大きく見積もられたものと考えられる。すなわち、本解析結果は、盛土施工時においては若干安全側の評価を与えるものの、施工終了後においては地表面の沈下量の良い指標となることが解析的に示唆された。

図-6は、2次载荷終了後（施工開始50日後）、盛土施工終了時（施工開始120日後）、解析終了時（施工開始300日後）における地表面の変状を示している。地表面沈下量の最も卓越する位置は、経過日数によらず、盛土中央部分である。その沈下量は、施工開始50日後で39.2 cm程度であり、施工開始120日後には91.9 cm程度となり、最終的に施工開始300日後においては108.4 cm程度を示す。また、地盤の側方変位にともない、盛土法尻付近に基礎地盤の隆起が認められる。解析終了時の最大隆起量は、盛土中央からほぼ54 mの地点で20.9 cmを示すという結果になった。

次に、変形挙動解析の結果、得られた施工開始300日後の地盤変状を図-7に示す。図より、図-6と同様に、盛土基礎地盤の沈下量は、盛土法尻付近から盛土中央部付近へ向かうのにしたがい、大きくなっている様子が見受けられる。土要素に及ぼす影響は、弾性材料を仮定した深度8 m以浅では、土要素の形状にあまり変化は認められず、盛土法尻付近の土

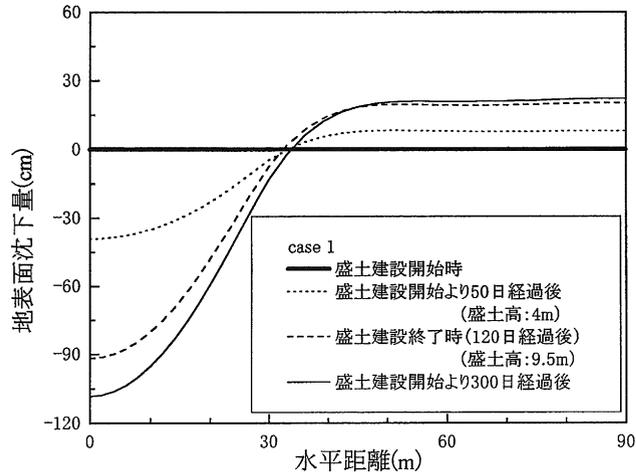


図-6 地表面の変状 (case 1)

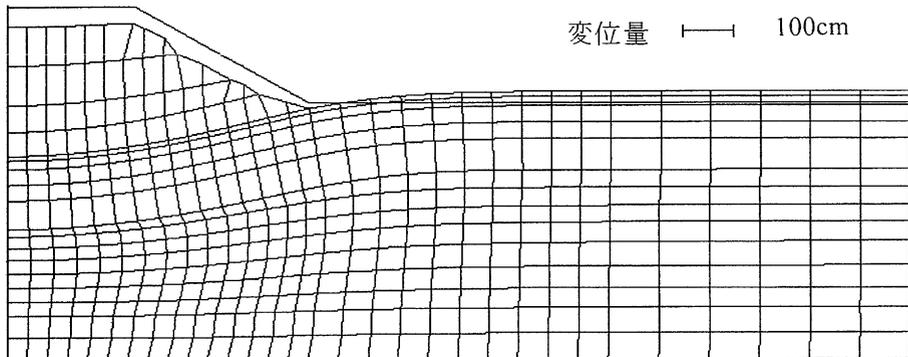
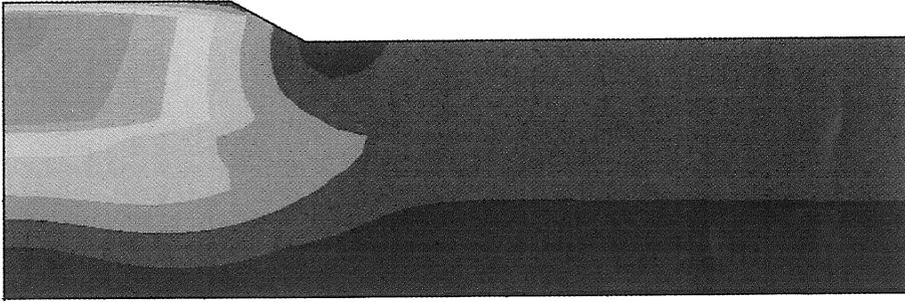


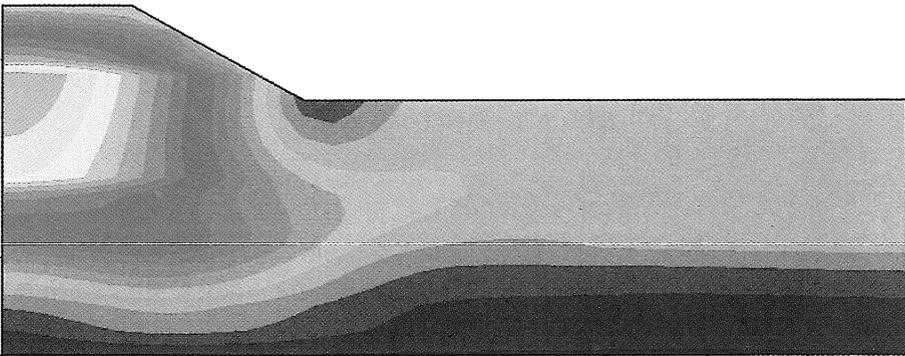
図-7 変形挙動解析による地盤の変状 (case 1)

要素に多少回転の影響が認められる程度である。一方、弾粘塑性材料を仮定した8 m以深の層では、盛土中央部近傍と盛土法尻近傍の土要素の変形の様相は異なる。盛土中央部近傍の土要素の変形は上下方向に押しつぶされるような変形が卓越しているように見受けられる。一方、盛土法尻近傍の土要素は、始め長方形であったものが、平行四辺形のように歪んでいるのが確認できる。したがって、盛土基礎地盤の変形現象は、盛土中央部付近の8 m以深の軟弱粘性土層が圧密沈下の様相を示し、盛土法尻近傍の8 m以深の軟弱粘性土層は、多少せん断変形の影響を受けていることが推測できる。また、8 m以浅の砂層は、あまり変形していないと考えられる。

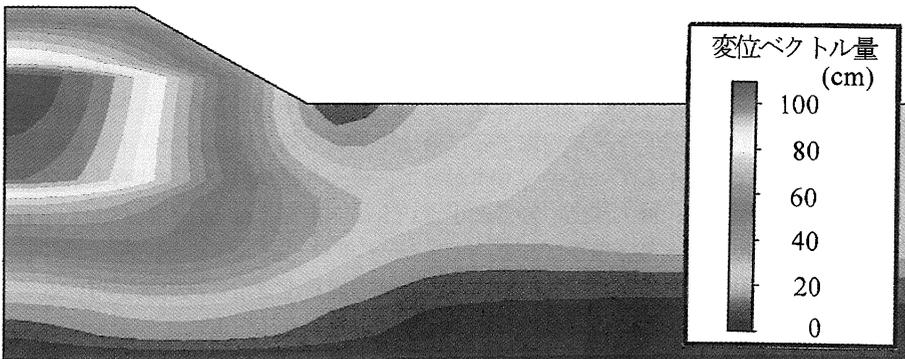
図-8は、変位ベクトル量の分布を示している。いずれの施工段階においても、盛土中央



(a) 盛土建設開始より 50 日経過後(盛土高：4m)



(b) 盛土建設終了時(120日経過後)(盛土高：9.5m)



(c) 盛土建設開始より 300 日経過後 (盛土高：9.5m)

図-8 変位ベクトル量の分布 (case 1)

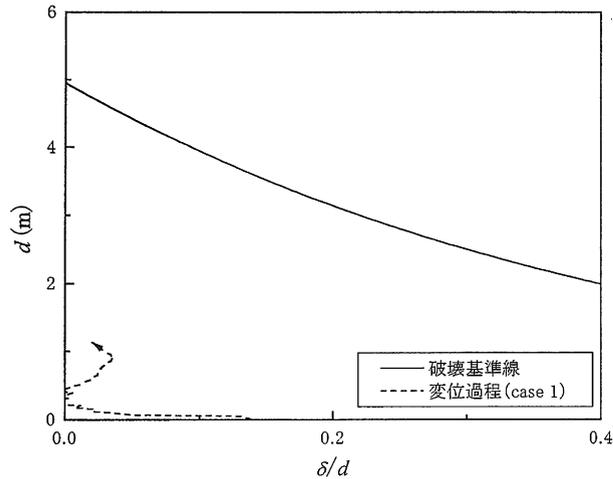


図-9 松尾・川村の方法 (case 1)

部付近から幅 15 m の範囲において、深度 8 m 以浅を占める砂層の変位ベクトル量が大きくなっている。その変位ベクトル量の大きさは、盛土建設開始より 50 日経過後の時点 (a) で 40 cm 程度であるが、120 日経過後の時点 (b) では 80 cm 程度となり、300 日経過後の時点 (c) では 100 cm 程度となるのがわかる。一方、大きな変位ベクトル量の領域は一樣な広がりを示すのではなく、その広がりには方向性が確認できる。例えば、変位ベクトル量が 25 cm 程度を示す領域に着目すると、(a) の段階においては盛土中央部から 20 m、深度 8 m 付近に確認されていた領域の先端は、(b) の段階では盛土中央部から 40 m、深度 10 m 付近にまで広がり、最終的に (c) の段階では盛土中央部から 50 m の地表面付近に達しており、変位ベクトル量の広がりが増進していく様子が確認される。しかしながら、円弧状に広範囲に広がる辺ベクトル量の大きさは盛土中央部の最大の変位ベクトル量と比較して、それほど大きな値を示していない。したがって、盛土基礎地盤の変形は盛土中央部における沈下の影響が大きく、側方流動の影響は小さいものと推測される。したがって、盛土の建設は安定的に行われたものと推察される。

したがって、汎用 FEM プログラムに塑性指数による簡易土質定数決定法を用いることにより、軟弱地盤上の盛土施工に伴う盛土基礎地盤の変形挙動を工学的に十分な精度で予測可能であることが解析的に示唆された。

最後に、盛土基礎地盤の変形挙動解析に松尾・川村法を用い、盛土施工過程の安定性の評価を試みる (図-9)。松尾・川村法に描かれる経過日数に伴う変位過程は、破壊基準線から遠ざかっている。したがって、実現場における施工過程は安定的であったことが確認される。なお、変形挙動解析結果は、実測結果に比べて、盛土法尻付近の側方変位量を多少過大評価する傾向にあるという報告¹²⁾がある。本解析結果も、側方変位量を若干過大評価して

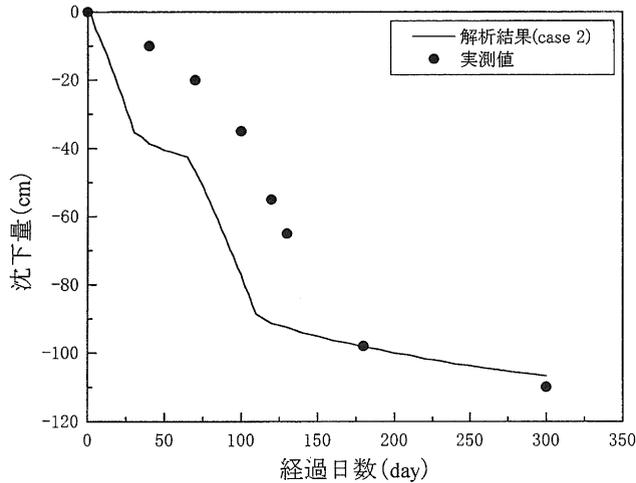


図-10 盛土中央部での地表面沈下量と経過日数の関係 (case 2)

いた。しかしながら、この傾向は、松尾・川村法による盛土施工過程の安定性の評価においては、より安全側の判断基準となるので、盛土施工過程の安全性に問題を与えるものではない。したがって、簡易変形解析に松尾・川村の方法を用いた本解析手法は、機器を用いた動態観測に比較して経済的であるにも関わらず、十分な安全率を有することとなる。

4.3.2 施工過程 case 2 による解析結果と実測結果の比較

前述したように、盛土基礎地盤の変形挙動結果に松尾・川村法を用いることにより、盛土施工過程の安定性を判断できることが確認された。ここでは、この手法を用いて、より安全でコストバランスの優れた神田試験盛土の盛土施工過程の提案を行う。

数種類の盛土施工過程に対して神田試験盛土の変形挙動解析を行った。その結果、実際の施工過程より施工日数、および施工終了時の経過日数が短く、安全に施工可能な盛土施工過程 case 2 の解析結果を示す。

図-10は、case 2 の盛土施工過程に伴う盛土中央部での地表面沈下量と経過日数の関係を示している。本解析を用いれば盛土施工終了後の地表面沈下量は、工学的に十分な精度で予測可能である。case 2 の盛土施工過程は、実際の盛土施工過程に比べて期間が短縮されているにもかかわらず、case 2 の盛土施工過程による盛土施工後の地表面沈下量は、実際の施工現場における地表面沈下量とほぼ同等の沈下量となった。

次に、1次載荷終了後（施工開始30日後）、盛土施工終了時（施工開始110日後）、解析終了時（施工開始300日後）における地表面の変状を示す（図-11）。地表面沈下量の最も卓越する位置は、経過日数によらず、盛土中央部分である。その沈下量は、施工開始30日後で35.3 cm程度であり、施工開始110日後には88.6 cm程度となり、最終的に施工開始300日後においては106.8 cm程度を示す。また、解析終了時の基礎地盤の最大隆起量は、盛土中央

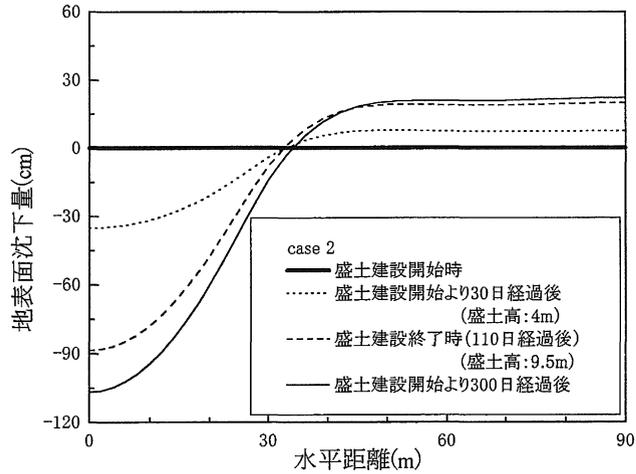


図-11 地表面の変状 (case 2)

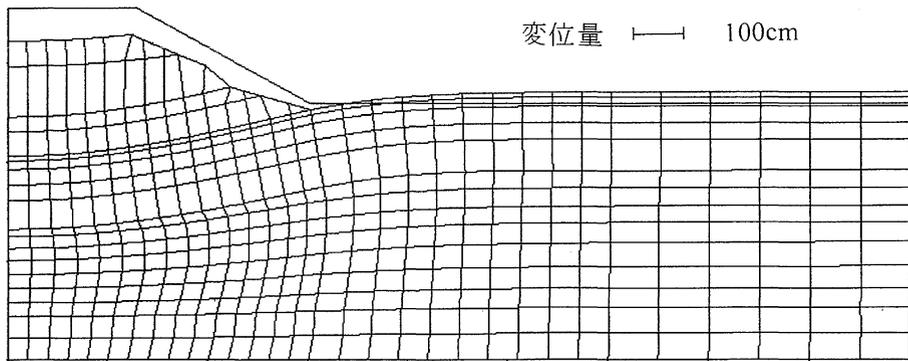
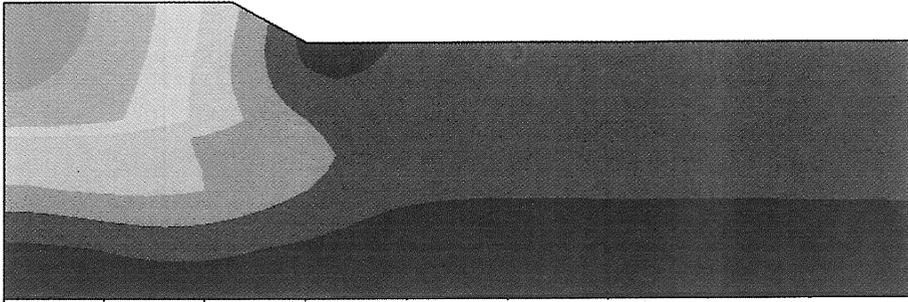


図-12 変形挙動解析による地盤の変状 (case 2)

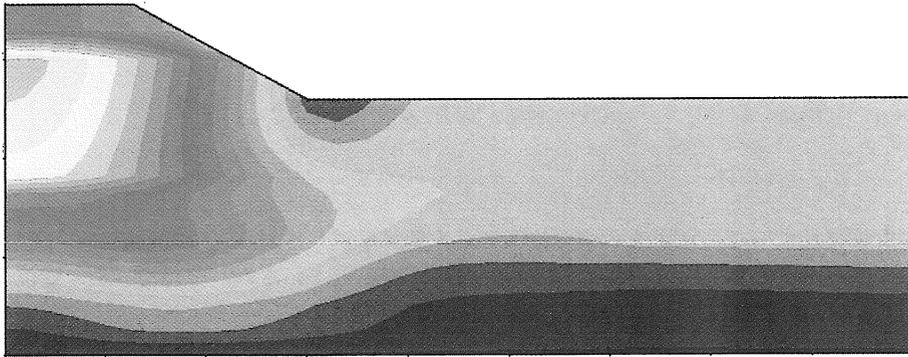
からほぼ 57 m の地点で 20.8 cm を示すという結果になった。case 2 で得られた結果は、case 1 に比較すると、沈下量が小さく、側方流動の影響をわずかに大きく受けているが、盛土基礎地盤の崩壊が生じるには至っていない。

case 2 の盛土施工過程による施工開始 300 日後の地盤変状を示す (図-12)。得られた地盤変状は、case 1 と同様、8 m 以深の軟弱粘性土層の変形の影響が大きい。8 m 以浅の砂層には、8 m 以深の軟弱粘性土層の変形に伴い、沈下および回転している様子が見受けられる。なお、実際の施工過程と今回提案した施工過程による地盤変状の間には大きな違いは認められない。

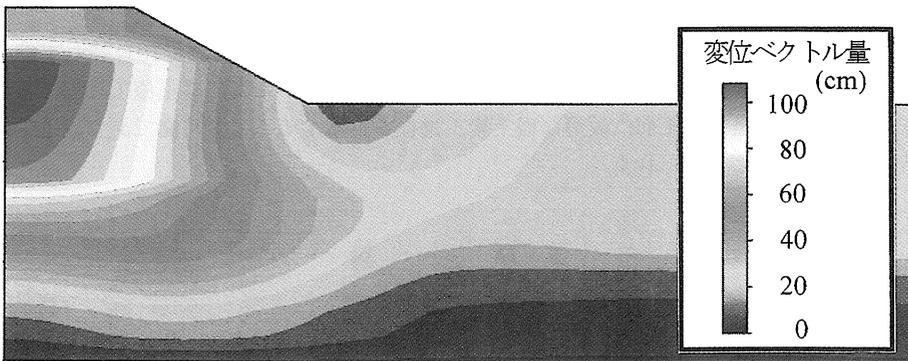
変位ベクトル量の分布を図-13 に示す。深度 8 m 以浅の砂層では、盛土中央部から幅 15



(a) 盛土建設開始より 30日経過後(盛土高：4m)



(b) 盛土建設終了時(110日経過後)(盛土高：9.5m)



(c) 盛土建設開始より 300日経過後 (盛土高：9.5m)

図-13 変位ベクトル量の分布 (case 2)

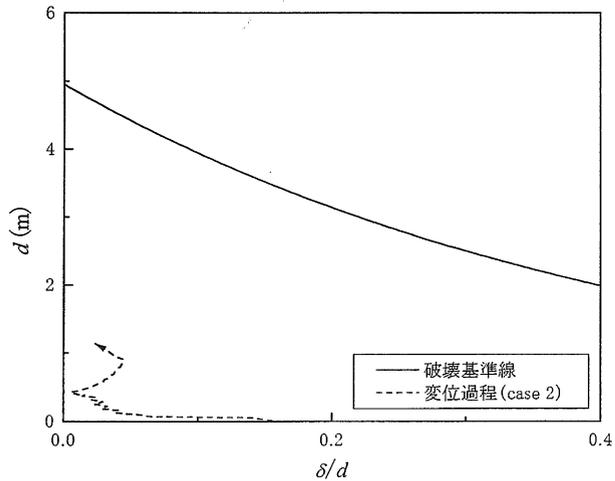


図-14 松尾・川村の方法 (case 2)

m の範囲にわたって、沈下を示す変位ベクトル量が卓越しており、その領域の右下隅近傍から変位ベクトル量 25 cm 程度の領域が円弧状に広がっているのが確認できる。変位ベクトル量の分布の遷移は、case 1 の場合との間に大きな違いが認められなかった。

松尾・川村法を用い、盛土施工過程の安定性の評価を試みる (図-14)。case 2 の盛土施工過程による経過日数に伴う変位過程は、case 1 に比較すれば不安定側であるが、破壊基準線からは遠ざかっている。したがって、case 2 の盛土施工過程は安定的な施工過程であることが推測できる。

以上の結果より、神田試験盛土では、施工日数で 5 日間、経過日数で 10 日間の工期の短縮を行っても安全に施工可能であることが確認された。したがって、盛土施工計画に本解析手法を用いれば、盛土施工前に最適な盛土施工過程を提案することが可能であり、工学的に非常に有益であると考えられる。

5. 結 論

以下に、本研究により得られた主要な結果を列挙する。

- 1) 簡易土質定数決定法と地盤の簡易モデル化手法を汎用有限要素プログラムに適用した解析結果は地盤工学で対象としている軟弱地盤の変形挙動を工学的に十分な精度で表現できることを解析的に示した。
- 2) 松尾・川村の方法に有限要素解析結果を適用することにより、軟弱地盤上の盛土施工の安定性を的確に評価できることを明らかにするとともに、本解析手法がコストバランスに優れた盛土施工管理を提案できることを示唆した。

- 3) 本解析手法を用いれば、実際に行われた神田試験盛土の施工過程は、施工日数で5日間、経過日数で10日間の工期短縮を行っても安全に施工可能であることが確認された。

参 考 文 献

- 1) SEKIGUCHI, H. and OHTA, H. (1977): Induced anisotropy and time dependency in clay, *Proceedings of 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Specialty session 9, pp. 229-239.
- 2) OHTA, H. and SEKIGUCHI, H. (1979): Constitutive equations considering anisotropy and stress reorientation in clay, *Proceedings of 3rd International Conference on Numerical Method in Geomechanics*, Vol. 1, pp. 475-484.
- 3) KAMEI, T. (1985): 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 requirements for the degree of Doctor Engineering.
- 4) KAMEI, T. (1989): Dilatancy characteristic of normally consolidated cohesive soils, *Soils and Foundations*, Vol. 29, No. 1, pp. 165-172.
- 5) NAKASE, A., KAMEI, T. and KUSAKABE, O. (1988): Constitutive parameters estimated by plasticity index, *Journal of Geotechnical Engineering*, American Society of Civil Engineers, Vol. 114, No. 7, pp. 844-858.
- 6) IIZUKA, A. and OHTA, H. (1987): A determination procedure of input parameters in elasto-viscoplastic finite element analysis, *Soils and Foundations*, vol. 27, No. 3, pp. 71-87.
- 7) KAMEI, T. and SAKAJI, S. (1995): 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.
- 8) KAMEI, T. (1995): An integrated evaluation of the mechanical behavior of normally consolidated cohesive soils, *Geological Reports of Shimane University*, No. 14, pp. 1-14.
- 9) KAMEI, T. (1996): Experimental and numerical investigation of the undrained shear characteristics of undisturbed clay, *Earth Science*, Vol. 50, No. 3, pp. 213-222.
- 10) SAKAJI, S. and KAMEI, T. (1995): A simple procedure for evaluating deformation characteristic of deep clay foundation under embankment using elasto-plastic model, *Proceeding of the International Symposium on Compression and Consolidation of clayey Soils*, IS-Hiroshima '95., Vol. 1, pp. 739-744.
- 11) KAMEI, T. and SAKAJI, S. (1995): Simplified deformation analysis of clay foundation under embankment using elasto-viscoplastic model, *Memoirs of the Faculty of Science*, Shimane University, Vol. 29, pp. 51-72.
- 12) SAKAJI, S. and KAMEI, T. (1996): Simplified deformation analysis for embankment foundation using elasto-plastic model, *Soils and Foundations*, Vol. 36, No. 2, pp. 1-11.
- 13) KAMEI, T. and SAKAJI, S. (1998): 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.
- 14) 木村 衛 (1982) : 軟弱地盤上の橋台の側方移動対策, 土と基礎, Vol. 30, No. 5, pp. 33-40.
- 15) 松尾 稔・川村国夫 (1975) : 盛土の情報化施工とその評価に関する研究, 土木学会論文報告集, No. 241, pp. 81-91.
- 16) 柴田 徹・関口秀雄 (1980) : 盛土基礎地盤の弾・粘塑性挙動解析と破壊予測, 土木学会論文報告集, No. 301, pp. 93-104.
- 17) NAKASE, A. (1967): The $\phi = 0$ analysis of stability and unconfined compression strength, *Soils*

and Foundations, Vol. 7, No. 2, pp. 33-45.

- 18) 日本道路公団・不動建設 (1981) : 常磐自動車道神田地区軟弱地盤改良工事, 試験盛土 (A, B) 観測結果最終報告書.
- 19) 関口秀雄・西田義親・大森晃治・栗原勝美 (1984) : 盛土基礎地盤の側方流動予測, 第19回土質工学会研究発表会講演集, pp. 867-870.