

盛土下地盤の側方流動に対する地盤改良効果に関する研究

岡 部 豊 二*・野 村 和 広*・杉 本 光 隆*・小 川 正 二*

Effect of ground improvement on lateral movement under the embankment

Toyozi OKABE, Kazuhiro NOMURA, Mitutaka SUGIMOTO and Shoji OGAWA

When the embankment is built on soft ground, lateral movement is occurred sometimes. Therefore it is important to develop the prevention method of lateral movement.

This paper aims to examine the ground improvement effect on lateral movement in account of three construction parameters, such as, loading speed, soft ground thickness, and improvement area, to make clear the construction parameters which decrease the lateral movement economically. The lateral movement was calculated by using elasto-plastic model coupled with consolidation in plane strain state. Furthermore, the validity of this method was confirmed by comparing the calculation results with the actual measured data.

Key word: soft ground/embankment/consolidation/FEM

1. ま え が き

近年増加する交通需要や宅地需要に対応するため、軟弱粘土層や泥炭層のような軟弱地盤上に大規模な盛土を築造するケースが増えている。このような地盤に盛土を築造すると、地盤は鉛直方向に沈下するばかりでなく、水平方向にも側方流動を起こす。その影響は、盛土部だけでなく周辺地盤にも及び、近接する構造物に被害を及ぼすことがある。このような影響を低減する方法の一つに、盛土基礎地盤を部分的に変形しにくい材料で置換または改良する方法がある¹⁾が、同工法の効果は改良位置等に依存する。そこで本研究では、改良位置が基礎地盤の変形挙動（側方流動）に及ぼす影響を把握することを目的とし、比較の変形量が小さく安定性の良い粘土を改良部に用いたモデルを設定して、有限要素法による圧密連成解析を行った結果について述べる。

2. 解析の基本となる構成関係式

土粒子骨格の応力-ひずみ関係は通常弾性でなく、

弾塑性または粘弾塑性を示すことは良く知られている。従って、非線形性を考慮した解析を行なうことにより、現実の挙動をより忠実に予測し得る場合が多い。こうした場合に、現在適用可能な土の構成モデルの一つとして関口・太田²⁾が示した弾・粘塑性モデルがある。このモデルは、正規圧密粘土の時間依存性および誘導異方性を上手く表現できるとしている。したがって、本研究の有限要素解析には、構成式に関口・太田モデルを使用することにした。

本章では、解析の基本となる関口・太田モデルの関係式を簡潔に紹介する。関口・太田モデルは、単一降伏曲面をもち関連流れ則を使用したひずみ硬化則を示すものである。そして、粘塑性ポテンシャル F の具体的な形は正規圧密粘土の二次圧縮特性とダイレイタンスの時間依存性に関する考察にもとづいて、次のように表わされるものとする。

$$F \equiv \alpha \ln \left[1 + \frac{v_o \cdot t}{\alpha} \exp \left(\frac{f}{\alpha} \right) \right] = v^p \dots\dots\dots (1)$$

ここに、

α : 二次圧縮係数

v_o : 初期体積ひずみ速度

t : 経過時間

v^p : 粘塑性体積ひずみ

さらに、 f は平均有効応力 p とせん断応力比 η^* で表わされるスカラー関数であり、次のようになる。

原稿受付：平成4年5月29日

*長岡技術科学大学建設系

$$f = \frac{\lambda - \kappa}{1 + e_0} \ln \frac{p}{p_0} + D\eta^* \dots\dots\dots(2)$$

ここで、

λ : $\lambda = 0.434Cc$: Cc は圧縮指数

κ : $\kappa = 0.434Cs$: Cs は膨潤指数

e_0 : 初期間隙比

p_0 : 初期平均有効応力

D : ダイレタンシー係数

である。

粘塑性ポテンシャルが定まれば、応力-粘塑性ひずみ関係式は、次式で表され、(3)式中の Λ を決定すれば、その構成式が解けることになる。

$$\Delta \varepsilon_{ij}^p = \Lambda \frac{\partial F}{\partial \sigma_{ij}'} \dots\dots\dots(3)$$

ここに、

$\Delta \varepsilon_{ij}^p$: ひずみ増分テンソルの粘塑性成分

σ_{ij}' : 有効応力テンソル

Λ を決定するにあたっては、式(3)で考慮されていない時間に対する連続性 ($F = v^p$) を考慮することにより決定される。このようにして、最終的にはひずみ増分の弾性成分も考慮したうえで、構成関係の一般表示が求められる。

一方、本研究に用いる粘土はすべて飽和粘土であり、その構造骨格をなす土粒子の占める領域以外は完全流体で満たされているものとする。また、十分小さな透水係数の場合に成立するダルシーの法則により、内部流体の運動は記述できる。したがって、先述の粘土の構造骨格に関する構成式の他に、間隙水に関する構成式にはダルシー則を用いた。

また、有限要素圧密解析の理論的背景を構成する上で最も核心となるのが離散化過程である。その圧密現象に対する数学的モデルには Biot 理論⁹⁾を土台にした Christian ら⁴⁾の方法を用い、圧密過程における時間差分としては赤井・田村ら⁵⁾の提案に従って、後退差分を用いた。

なお、Christianの解法においては要素タイプを自由に選択する余地はなく、もっぱら四辺形要素を用いなければならない。通常、4つの三角形もしくは2つの三角形より構成される四角形要素が採用されている。従って、圧密解析を行なうにあたっては4個の三角形要素より構成される四角形要素を基本として、力の釣

合い式と連続の式を離散化した。

3. 実地盤の変位挙動との比較による弾塑性圧密連成解析プログラムの検証

本研究では応力-ひずみ関係に関口・太田モデルを適用した圧密連成解析プログラムを用いた。本章では実地盤の計測結果と解析結果を比較することにより、本プログラムの検証を行う。

ただし、粘性を考慮した解析を行う際には入力物性値が増え、その値の決定過程が複雑になるため、本研究では粘性項を排除した弾塑性解析によって盛土基礎地盤の変形挙動を調べることにした。

3.1 解析対象地盤

有限要素法によって解析した地盤は、日本道路公団新潟建設局新潟工事事務所が実施した「盤越自動車道両川工事」により試験盛土が行われた地盤⁶⁾である。

解析断面は文献⁶⁾を参考に、平面-ひずみ条件を仮定し、盛土-基礎地盤系の幾何学形状の対象性に基づいて、Fig.-1のような有限要素近似を行った。領域 ABFE は盛土部、領域 CDGF は押さえ盛土部を表している。盛土部は4層10列、押さえ盛土部は1層2列の四辺形要素から成り立っている。領域 EFGHJI は基礎地盤を表し、上部砂層を一層(層幅: 1.0 m, L-1)、粘性土層を二層(層幅: 2×0.75 m, L-2~L-3)、腐食土層を三層(層幅: 3×1.2 m, L-4~L-6)、そして下部砂層を一層(層幅: 1.0 m, L-7)とし、水平方向には境界 HJ までの 75 m の区間を21列に分割し、盛土基礎地盤部は147個の四角形要素で近似することにした。Table.-1 に土層層序と土層区分を示す。

3.2 入力物性値の設定

解析結果の対比には実測値の他に、弾性解析結果についても行った⁶⁾。Table.-2 に弾性解析に用いた入力物性値一覧を示す。なお、本解析では弾性解析と共通するパラメータはすべて同じ値を使用することにした。

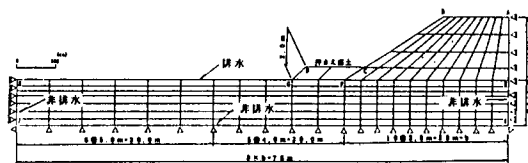


Fig.-1 Finite element model

Table-1 Stratum model

土 層	土層区分	深 度 m	層 厚 m	層厚小計 m
盛土	—	-9.96~±0.00	9.96	9.96
上部砂質土	L-1	±0.00~1.00	1.00	1.00
粘性土	L-2	1.00~1.75	0.75	1.50
	L-3	1.75~2.50	0.75	
腐食土	L-4	2.50~3.70	1.20	3.60
	L-5	3.70~4.90	1.20	
	L-6	4.90~6.10	1.20	
下部砂質土	L-7	6.10~7.10	1.00	1.00

Table-2 Input data in erastic analysis

土 層	弾性係数 E(tf/m ²)	ポアソン比 ν	透水係数 k(m/day)	間隙比 e
上部砂質土	500.0	0.40	0.864	1.00
粘性土	15.0	0.46	4.32×10^{-4}	5.00
腐食土	20.0	0.46	3.02×10^{-3}	11.00
下部砂質土	1000.0	0.40	0.864	0.80

本解析では盛土部と土層 L-1, L-7 に弾性モデルを、土層 L-2~L-6 に弾塑性モデルを用いた。

既知の盛土材の物性値は単位体積重量 $\gamma' = 1.59 \text{ tf/m}^3$ のみである⁷⁾。そこで本解析では既往の研究⁸⁾をもとに、単位体積重量 $\gamma' = 1.6 \text{ tf/m}^3$ 、せん断剛性率 $G = 150 \text{ tf/m}^2$ 、およびポアソン比 $\nu' = 0.3$ とし、盛土部の力学物性を規定することにした。

盛土基礎地盤の土層 L-1, L-7 は砂分を多く含み、かつ詳細な物理試験結果が得られていないことから、本

解析では問題を単純化するために弾性近似を採用し、入力物性値は Table-2 の値を用いることにした。粘性土層 L-2, L-3 及び腐食土層 L-4~L-6 に対しては物理試験が行われているため、各入力物性値はパラメータ推定法⁹⁾によって得られた Table-3 に示す値を採用した。

3.3 盛土工程の設定

Fig-2 に示すように盛土築造の工程は、一次盛土及び二次盛土開始時点で盛土部の要素を各二層ずつ生成し、更に、二次盛土開始時点では押さえ盛土として2層(要素領域 CDGF, Fig-1 参照)生成することで表現している。

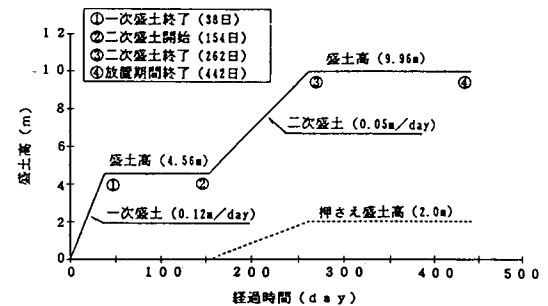


Fig-2 Loading model

3.4 解析結果

計測結果によると、施工時の基礎地盤の表面沈下量は盛土法肩部で顕著な挙動を示していた。したがって、解析結果と実測値の沈下量の比較対象箇所には盛土法肩部の地表面部分を採用した。Fig-3 に盛土法肩部の地表面沈下量の時刻歴を示す。弾性解析結果は関口・

Table-3 Input data in Sekiguchi-Ohta model

土質区分	土質モデル記号*	圧縮指数 λ	膨張指数 κ	破壊時の 応力比 M	せん断 剛性率 G tf/m ²	ポアソン 比 ν'	初期透水 係数 k_0 m/day	透水係数の 非線形指数 λ_k	静止土圧 係数 K_0	初 期 間隙比 e_0	地 盤 の 初期応力 σ_{v0}' tf/m ²	$\sigma_{v0}' / \sigma_{v0}'$
盛土部	A	—	—	—	150.000	0.300	—	—	—	—	—	—
L-1	A	—	—	—	178.570	0.400	0.864	—	—	1.0	—	—
L-2	B	0.365	0.156	0.941	—	0.360	4.32×10^{-4}	0.621	0.562	5.0	0.999	1
L-3	B	0.365	0.156	0.941	—	0.360	4.32×10^{-4}	0.621	0.562	5.0	1.396	1
L-4	B	1.338	0.217	2.060	—	0.280	3.02×10^{-3}	1.135	0.389	11.0	1.631	1
L-5	B	1.338	0.217	2.060	—	0.280	3.02×10^{-3}	1.135	0.389	11.0	1.703	1
L-6	B	1.338	0.217	2.060	—	0.280	3.02×10^{-3}	1.135	0.389	11.0	1.775	1
L-7	A	—	—	—	357.143	0.400	0.864	—	—	0.8	—	—

* A = 弾性体, B = 弾塑性体

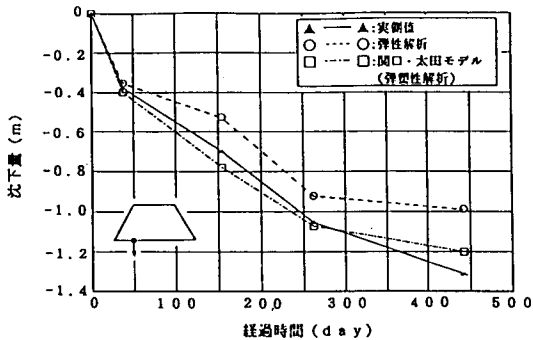


Fig-3 Comparison of the measured lateral displacement with the calculated one at the shoulder of slope

太田モデル（弾塑性）の解析結果に比べその絶対値が小さい。弾性解析では荷重途中の盛土基礎地盤の沈下挙動を比較的良く表現できているが、放置期間中の地盤の挙動を表現することが難しいため、放置期間後（Fig-2 中の②、④に対応する地点）の実測値との差が顕著に現れている。一方、関口・太田モデル（弾塑性）による解析結果は、弾性解析結果と比べ実際の盛土基礎地盤の沈下挙動を良く表現できている。したがって、弾塑性解析でも盛土基礎地盤の沈下挙動を十分表現できるといえるであろう。

次に、二次盛土終了時点の盛土法尻部側方変位の实測値と両解析結果を Fig-4 に示す。なお、比較対象時点を二次盛土終了時に設定したのは、放置期間終了時の測定結果が地中変位計の故障により得られていないためである。図から、弾性解析と関口・太田モデル（弾

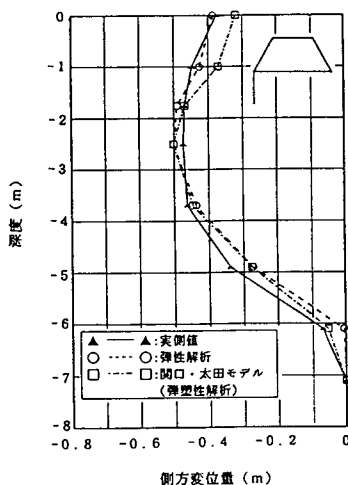


Fig-4 Comparison of the measured surface settlement with the calculated one at the toe of slope

塑性)の解析結果は共に、実測値と良い一致を示した。特に、弾性解析と関口・太田モデルの解析結果は、上部砂質土層を除いてほぼ一致している。上部砂質土層は、関口・太田モデルの解析において、弾性近似を採用しているが、弾性解析結果と最も異なる値を示した。これは、解析手法の違いによる影響と考えられる。粘性土層、腐食土層共に、正規圧密状態を仮定しているため荷重直後から塑性ひずみが生じるのに対して、砂質土層では弾性近似を採用したため塑性ひずみは生じない。つまり、塑性ひずみが生じる部分は生じない部分に比べ変形し易いため、塑性ひずみが生じない部分と共に変形する量よりもそれ自身が変形する量の方が多くなり、このような結果になったものと考えられる。

以上のように、関口・太田モデル（弾塑性）の解析結果と実測値とが全体的に良い一致を示したことから、本手法の実地盤との整合性が確認できた。

4. 地盤改良位置による改良効果への影響

本章では、①地盤改良による地盤の乱れがない、②地盤改良部を、変形量が小さく安定性の良い粘土に置換すると想定し、構成則に関口・太田モデル（弾塑性）を使用した有限要素解析を用いて、盛土基礎地盤の側方流動（変形）を中心に、地盤改良の位置の違いが改良効果に与える影響を検討した結果を示す。

4.1 解析モデルと解析条件

モデル地盤のメッシュ分割と境界条件を Fig-5 に示す。

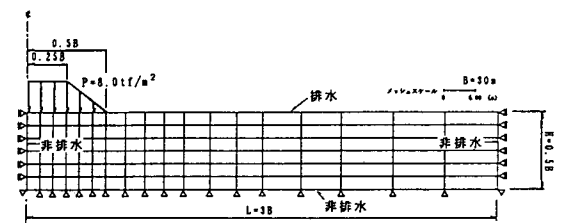


Fig-5 Finite element model and boundary condition

盛土荷重は、法尻幅 $B = 30 \text{ m}$ の台形分布荷重とし、荷重強度は予め無改良地盤について非排水計算を行って得た極限支持力を参考にして盛土中央で 8.0 tf/m^2 とした。なお、この荷重強度は安全率 $F_s = 1.2$ 程度に相当する。

本研究では、Fig-6 に示すような 5 通りのモデルを設定し、各モデルの地盤の変形挙動を比較することにより、改良位置による改良効果（側方流動低減効果）

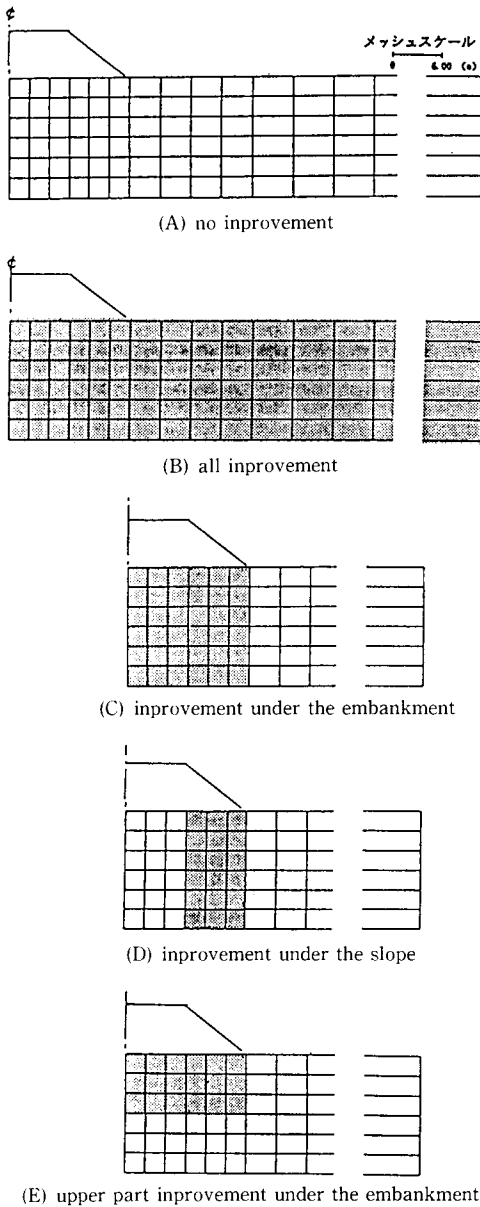


Fig.-6 Improvement type

を検討した。ここで、モデル(D)・モデル(E)はモデル(C)に対して経済性を考慮したもので、モデル(D)は、盛土法尻部の沈下及び側方流動の軽減、モデル(E)は、盛土下の沈下及び側方流動の軽減を期待し設定したものである。

更に、Table.-4 に示すように载荷速度・軟弱層厚・改良面積を変化させて、それぞれのパラメータが改良効果に与える影響を検証した。

Table.-4 List of analysis case

ケース No.	モデル 種類	载荷速度比	軟弱層厚	改良面積比
		V/V_0^{*1}	H	A/A_0^{*2}
			(m)	
1	(A)	$0.5V_0$	○ 0.5B	—
2	(B)	$0.5V_0$	○ 0.5B	—
3	(C)	$0.5V_0$	○ 0.5B	—
4	(D)	$0.5V_0$	○ 0.5B	○ 1.0
5	(E)	$0.5V_0$	○ 0.5B	○ 1.0
6	(A)	○ $1.0V_0$	○ 0.5B	—
7	(B)	○ $1.0V_0$	○ 0.5B	—
8	(C)	○ $1.0V_0$	○ 0.5B	—
9	(D)	○ $1.0V_0$	○ 0.5B	○ 1.0
10	(E)	○ $1.0V_0$	○ 0.5B	○ 1.0
11	(A)	$2.0V_0$	○ 0.5B	—
12	(B)	$2.0V_0$	○ 0.5B	—
13	(C)	$2.0V_0$	○ 0.5B	—
14	(D)	$2.0V_0$	○ 0.5B	○ 1.0
15	(E)	$2.0V_0$	○ 0.5B	○ 1.0
16	(A)	○ $1.0V_0$	1.0B	—
17	(B)	○ $1.0V_0$	1.0B	—
18	(C)	○ $1.0V_0$	1.0B	—
19	(D)	○ $1.0V_0$	1.0B	○ 1.0
20	(E)	○ $1.0V_0$	1.0B	○ 1.0
21	(A)	○ $1.0V_0$	1.5B	—
22	(B)	○ $1.0V_0$	1.5B	—
23	(C)	○ $1.0V_0$	1.5B	—
24	(D)	○ $1.0V_0$	1.5B	○ 1.0
25	(E)	○ $1.0V_0$	1.5B	○ 1.0
26	(D)	○ $1.0V_0$	○ 0.5B	1/3
27	(E)	○ $1.0V_0$	○ 0.5B	1/3
28	(D)	○ $1.0V_0$	○ 0.5B	2/3
29	(E)	○ $1.0V_0$	○ 0.5B	2/3

○印は標準ケースを示す

* 1 V_0 : ○印を付した载荷速度

* 2 A_0 : モデル(D)と(E)の改良面積

$V_0 = 0.16 \text{ tf/m}^2/\text{day}$

Table.-5 Input data

	圧縮指数	膨張指数	限界応力比	ポアソン比	静止土圧係数	初期間隙比	透水係数 (m/day)
	λ	κ	M	ν'	Ko	eo	k
無改良部	0.380	0.198	0.836	0.437	0.776	1.11	10^{-4}
改良部	0.110	0.033	1.220	0.344	0.524	0.57	10^{-2}

$$\sigma'_{vo} = \sigma'_{vc} = 10 (\text{tf/m}^2) > \text{一定}$$

なお、改良面積による改良効果への影響の検証はモデル(D)とモデル(E)について行った。

解析は関口・太田モデルの平面ひずみ条件に基づく弾塑性有限要素法を用いて行った。予め粘土の物性を有する範囲内で行った入力物性値のパラメータ・スタディを基に、無改良部には変形量が大きく、安定性の悪い物性の組み合わせを設定し、逆に、改良部には変形量が小さく、安定性の良い物性値の組み合わせを設定した。無改良部と改良部の入力物性値を Table.-5 に示す。なお、地盤は正規圧密状態とし、透水係数の非線形性は考慮していない。また、Fig.-7 に示すように

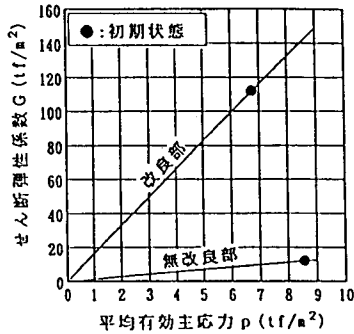


Fig. 7 The relation between the mean effective principal stress and shear modulus

無改良部と改良部のせん断弾性係数は初期状態で約10倍異なる。

4.2 解析結果

Table-4 で○印を付した標準ケースのモデル地盤の計算終了時における盛土下変位図を Fig. 8 に示す。なお、計算終了の設定は、モデル(A)の最終的な盛土中央地表面沈下量に対して、約85%の沈下量が生じる時点とした。図示のように、各改良地盤の側方変位はモデル(A)に比べて、全体的に低減されていることがわかる。また、部分改良地盤では改良位置による変位挙動の違いが良く現れている。特に、モデル(D)では盛土下の改良部と無改良部の地表面沈下の差が顕著に現れており、モデル(E)では盛土下の改良部と無改良部の境で各側方変位の最大が生じていることがわかる。

いま、解析条件の変化に伴う盛土法尻部の最大側方変位の改良効果率 f を次式によって定義する。

$$f = \frac{\delta_0 - \delta}{\delta_0} \times 100(\%) \quad \dots\dots\dots (4)$$

ここで、

δ_0 : 無改良地盤の法尻部最大側方変位

δ : 同じ条件下での改良地盤の法尻部最大側方変位

4.3 載荷速度と改良効果の関係

Fig. 9 に示すように、モデル(B)に比べ、部分改良モデルは、載荷速度の増加に伴う改良効果率 f の減少の割合が大きい。また、改良面積が等しいモデル(D)とモデル(E)を比較すると、全般にわたってモデル(E)の方が改良効果は期待できるといえる。

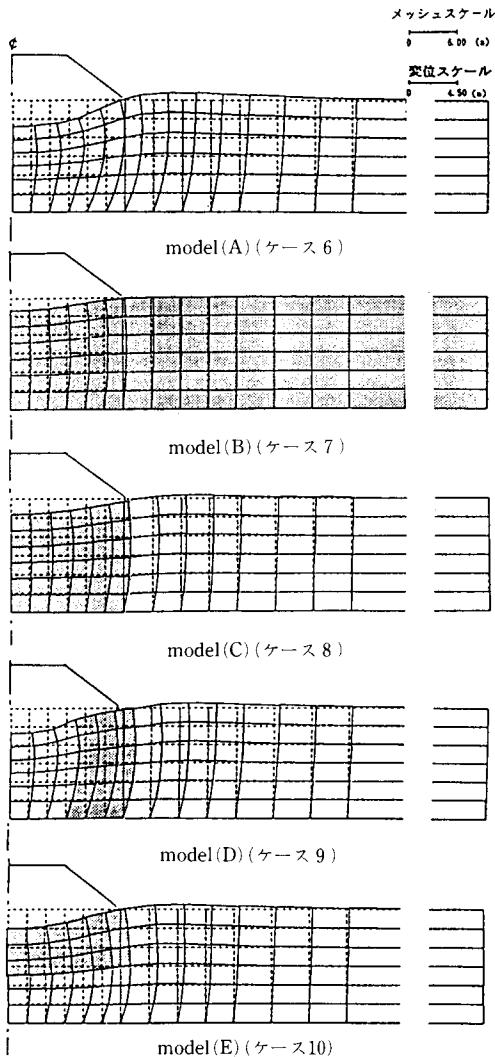


Fig. 8 Displacement in each improvement type

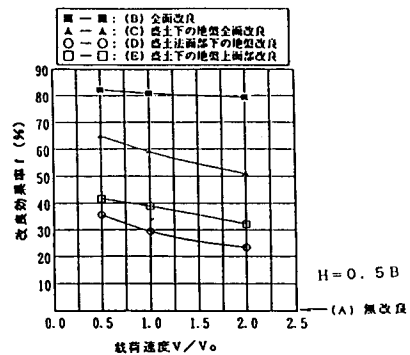


Fig. 9 Effect of loading speed on improvement effect

次に、 $V/V_0 = 0.5$ と 2.0 の時の改良地盤で生じた最大有効応力比を Fig. 10 に示す。載荷速度が増加する

ほど応力比は大きくなり、改良部の安定性は減少するといえる。したがって、部分改良地盤の安定性を向上するには緩速施工が効果的であるといえる。また、モデル(D)とモデル(E)の有効応力比を比較すると、モデル(E)の方が载荷速度の影響は小さく、安定な状態を維持できるといえる。

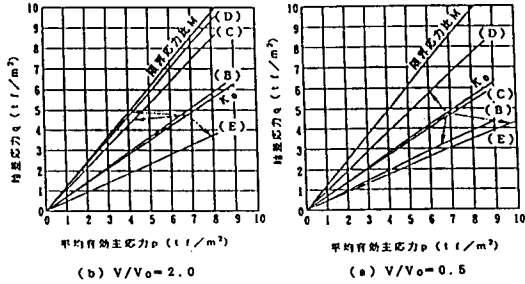


Fig. 10 Effect of loading speed on effective stress ratio

4.4 層厚と改良効果の関係

Fig. 11 より、 H/B の増加に伴い改良効果率 f は大きく減少し、モデル(D)の 2 倍の改良面積を有するモデル(C)との差がほとんどなくなる。したがって、非常に厚い軟弱層を有する地盤では改良効果を十分に発揮できなくなるといえる。一方、モデル(E)では $H/B = 1.5$ のときに破壊を生じた。

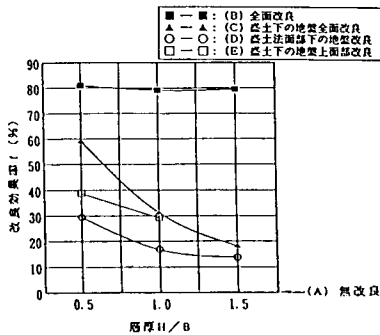


Fig. 11 Effect of soft ground thickness on improvement effect

ここで、破壊を起こしたモデル(E)の有効応力分布を Fig. 12 に示す。破壊した改良部下端の要素では負の有効主応力が存在しているのがわかる。モデル(E)が破壊した原因は、①端部の無処理地盤の拘束が弱い、②改良部では軟弱層厚の増加にともなってそれ自体の層厚も増えるために、端部の水平方向のひずみが大きくなり、負の主応力が生ずる。ためと考えられる。した

がってモデル(E)では、負の応力が生じない改良材または引張耐力を有する改良材を使用する必要がある。

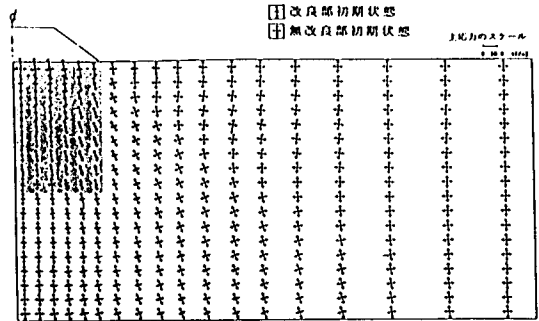


Fig. 12 Distribution of principal stress (model E) (case 10)

4.5 改良面積と改良効果の関係

Fig. 13 に示すようにモデル(E)の方が少ない改良面積でも改良効果を発揮しているのがわかる。

これは、モデル(E)では盛土荷重が接する地表面付近を改良することにより、①地表面の変位を拘束できること、②応力再配分がなされ、無改良部に均等な応力が作用するようになること、③上面部改良により下部の軟弱層厚が減少したことから考えられる。

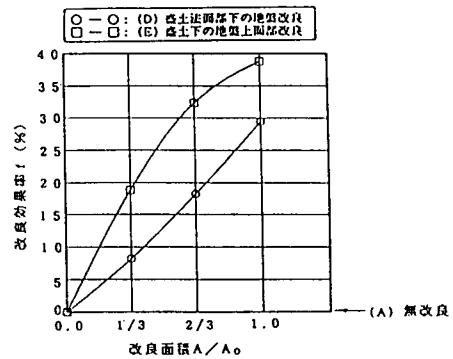


Fig. 13 Effect of improvement area on improvement effect

5. ま と め

以下に、本研究によって得られた成果の要約を述べる。

I. 使用した弾塑性圧密解析結果を弾性解析結果及び実地盤の計測結果と比較した結果、弾塑性圧密解析は、盛土基礎地盤の全体的な変形挙動をおおむね再

現できるとともに、弾性解析では再現できなかった
放置期間中の地盤の変形挙動を再現できることが明
かとなり、弾塑性圧密解析の有用性を確認できた。

ことが明らかになった。

参 考 文 献

II. 本研究で得られた改良位置による改良効果への影
響について検討した結果、

- ①全般に、最大側方変位が発生する盛土法面部下の
地盤部より盛土荷重が直接作用する盛土下の地盤
上面部を改良する方が側方流動を低減できる。
- ②載荷速度が増加すると、部分改良による改良効果
及び改良材の安定性は減少する。したがって、部
分改良による改良効果及び改良材の安定性を向上
するには緩速施工が効果的であるといえる。
- ③層厚が非常に大きくなると、部分改良による改良
効果はほとんど期待できなくなる。
- ④盛土下の地盤上面部改良では、盛土荷重が接する
地表面付近を改良することにより、少ない改良面
積でも地表面部の側方変位を抑制できる。また、
同改良における各改良面積において改良効果率が
高くなった要因の一つには、上面部改良により、
下部の軟弱層厚が減少したことが考えられる。
- ⑤盛土下の地盤上面部に改良を行う場合、負の応力
状態が生じない改良材又は引張耐力を有する改良
材を使用することが必要である。

- 1) 例えば、小川充郎：軟弱地盤の施工の実際，総合土木研究所，
pp. 73-82, 1975.
- 2) H.Sekiguchi and H. Ohta : Induced Anisotropy and Time
Dependency in Clay, Proc. 9th. ICSMFE, Tokyo, Special
Session, No. 9, Constitutive equations of soils, pp. 163-
175, 1977.
- 3) 田村 武・関口秀雄・西垣 誠：有限要素法による数値解析
入門 2. 地盤の圧密解析，土と基礎，1988. 1, pp. 71-78.
- 4) 山上拓男・田村 武：有限要素法による数値解析入門 5.
地盤の圧密解析，土と基礎，1989. 2, pp. 95-102.
- 5) 赤井浩一・田村 武：多次元圧密問題に対する非線形応力一
ひずみ理論の適用，京都大学防災研究所，19号 B, pp. 15-29,
1976.
- 6) 佐藤 豊：盛土基礎地盤に関する研究，長岡技術科学大学修
士論文，1991 pp. 10-42, pp. 43-65
- 7) 東北横断自動車道両川工事解析工報告書，日本道路公団新潟
建設局，新潟工事事務所
- 8) 例えば，新舎 博・原 久夫，サンドドレーンによる部分改
良地盤の圧密沈下と側方変位，土と基礎，vol. 30, no5, pp. 7
-12, 1982.
- 9) Atushi. Iida and Hideki. Ohta : A Determination Proce-
dure of Input Parameters in Elasto-Viscoplastic Finite
Element Analysis, Soils and Foundations, Vol. 27, No. 3,
1987. 9.