

## 深層混合処理工法により改良された複合地盤の盛土荷重に対する安定性

堀井宣幸\*, 豊澤康男\*, 玉手 聡\*, 橋爪秀夫\*\*, 大河内保彦\*\*

### Stability of a Composite Ground Improved by Deep Mixing Method during Construction of Embankments

by Noriyuki HORII\*, Yasuo TOYOSAWA\*, Satoshi TAMATE\*, Hideo HASIZUME\*\*  
and Yasuhiko OKOCHI\*\*

**Abstract:** Deep Mixing Method(DMM) is often utilized to control the large deformation or failure during construction of embankments and other soil structures. However, the evaluation method for the strength of improved composite ground has not been established in a practical aspect. In this study, centrifuge model tests were carried out to investigate the effect of improvement by the deep mixing method. Four kind of model tests were carried out. These were (1) non improved ground, (2) deep improved ground under the toe of the embankment, (3) deep improved ground under the shoulder of the embankment, and (4) shallow improved ground under the shoulder of the embankment. In addition to centrifuge model tests, numerical analyses by means of Finite Element Method and Circular Sliding Method were performed to appreciate the experimental results. Following conclusions were obtained from the test results.

- 1) Both ground and soil improvement column were moved together in spite of using a relatively low replacement ratio of 10%.
- 2) In the case that the ground was improved under the shoulder of the embankment, the effect of soil improvement was the biggest of other cases.
- 3) Also, the case of using shallow improvement, the effect of the improvement was observed.
- 4) Circular sliding method could be adopted for stability analysis in case of non improved ground and shallow improved ground.
- 5) FEM could simulate the behavior of the tendencies of the deformation of the test results.

**Keywords;** Stability, Deep mixing method, Deformation, Failure, Embankment, Construction, Centrifuge model test, Soft clay, Improved ground, Column, FEM, Circular sliding method, Self consolidation, Cone penetration, Safety factor, Replacement ratio

#### 1. はじめに

軟弱地盤上に盛土などを築造すると、盛土の自重によってすべりや大変形を生じることがあり、盛土工事は労働災害防止上注意を要する工事の一つである。近年では、このような軟弱地盤のすべりや大変形を防止

するため、深層混合処理工法によって軟弱地盤を改良することが多くなっている。しかし、深層混合処理工法によって作製される攪拌混合杭の強度の不均一性や、改良された地盤、すなわち複合地盤(多柱式複合地盤)の実用的な強度評価法が確立されていない等の問題が残されている。さらに改良率の低い地盤改良では、1) 地盤が軟弱な場合、未改良地盤が改良体をすり抜ける現象が発生し改良効果が得られない、2) 改良率が低いため複合地盤としての強度増加が見込めない、といった点も指摘されている。また、十分な改良効果を得る

\* 建設安全研究部 Construction Safety Research Division  
\*\* 東急建設技術研究所土木研究部 Tokyu Construction  
CO., Institute of Technology, Civil Engineering Department

には、改良率をどのぐらいにすればよいかという問題も現段階では明らかではない。

このような背景から、本研究では、1) 均一かつ高強度な攪拌混合杭の作製法の開発、2) 多柱式複合地盤の水平力に対する変形抑止メカニズムの解明について研究を進めている<sup>1)</sup>。

### 2. 遠心模型実験

今回、遠心模型実験による盛土構築実験および円弧すべり法、FEM (有限要素法) による数値解析を実施し、低改良率の深層混合処理における地盤改良効果について検討したので報告する。深層混合処理による改良効果を調べるためには、築造された盛土自重で軟弱地盤を変形させ、この時の地盤の変形状況を詳細に検討する必要がある。このため、本研究では、遠心載荷装置を利用した模型実験を実施した。遠心載荷装置を用いた場合、例えば模型地盤を遠心加速度 100G で載荷した時、地盤内に生じる応力は、模型地盤の 100 倍のスケールの実大地盤で生じる応力に等しくなる。このため、遠心模型実験では、土の自重が原因となるすべりあるいは崩壊といった現象を実地盤と同様に再現できる。

### 3. 実験方法

#### 3.1 実験条件

深層混合処理により改良した改良体の位置および改良長さを 4 パターンに変化させて実験を実施した。実験条件を Table 1 に示す (改良範囲は Fig. 4 参照)。

#### 3.2 試料および模型地盤の作製法

模型地盤と計測概要を Fig. 1 に示した。実験に用いた試料は、支持層、表層、盛土として豊浦標準砂、軟弱粘土地盤として NSF カオリン (内部摩擦角  $\phi=30^\circ$ 、液性限界  $W_L = 66.8\%$ 、塑性限界  $W_P = 26.4\%$ 、塑性

Table 1 Test condition.  
実験条件

	case1	case2	case3	case4
改良の有無	なし	あり	あり	あり
改良位置	...	のり尻直下	のり肩直下	のり肩直下
改良率 (%)	0	10	10	10
改良長 (cm)	...	15.7	15.7	6.7

(改良率 = 改良体面積 / 改良範囲 × 100)

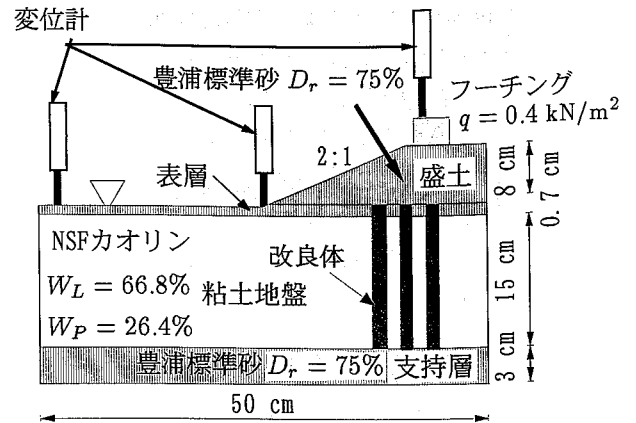


Fig. 1 Model ground and position of D.P.T. 模型地盤と計測概要

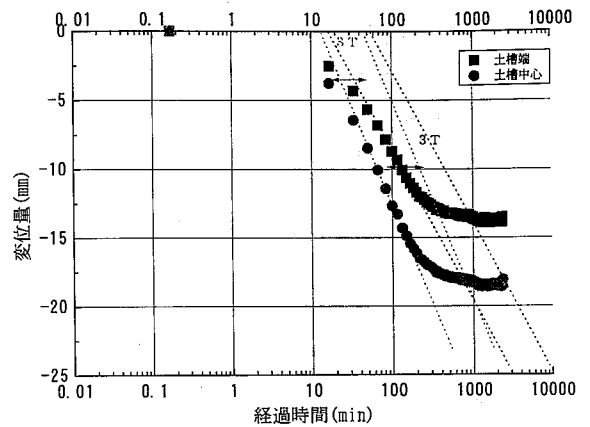


Fig. 2 Results of self consolidation. 自重圧密結果

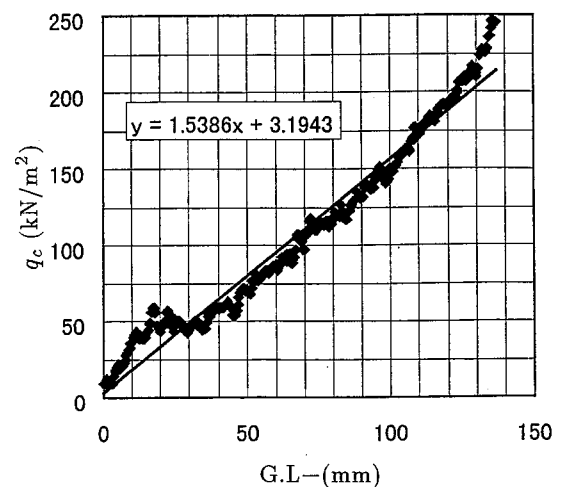


Fig. 3 Result of cone penetration test of model ground during flight. 模型粘土地盤のコーン貫入試験結果

指数  $I_p = 40.4$ ) である。模型地盤の支持層は、豊浦標準砂を相対密度約 75% (乾燥密度  $\rho_d = 1.55 \text{ g/cm}^3$ ) となるように土槽内に空中落下させて作製し、その後通水して飽和させた。次に、軟弱粘土地盤として、約 2 週間脱気させたスラリー状のカオリン (含水比  $W = 120\%$ ) を土槽内に投入し、表層となる砂地盤が遠心場で粘土地盤に与える鉛直応力に相当する荷重を 1G 場で載荷して予圧密を行った。予圧密終了後、表層となる飽和砂地盤を支持層と同様に空中落下法で作製した。その後、正規圧密地盤とするため遠心加速度約 56G (粘土地盤の深さは実スケールで約 8.4m となる) で自重圧密を行った。模型粘土地盤の自重圧密時間は、Fig. 2 に示すように圧密終了時を 3t 法<sup>2)</sup>により判断して 16 時間とした。また、別途遠心場で実施したコーン貫入試験結果 (Fig. 3) によると、模型粘土地盤は深さ方向に地盤強度がほぼ直線的に増加しており、コーン指数は模型軟弱粘土地盤中心で  $q_c = 118.7 \text{ kN/m}^2$  ( $1.028 \text{ kgf/cm}^2$ ) であった。

### 3.3 改良体

模型改良体は、実施工で作製される改良体の配合物、強度を考慮して決定した<sup>3)</sup>。その結果、改良体の配合は NSF カオリン、硅砂 8号、早強セメント、水をそれぞれ重量比で 1:1:1.6:3.6 とすることとした。これらを十分に混合攪拌し、内径 16 mm の塩ビパイプ製の型枠に充填し、22°C の恒温水中で養生して改良体を作製した。遠心圧密終了後、粘土地盤にドリルで鉛直に穴を掘り、この改良体を挿入した。27 日養生後の改良体の一軸圧縮強度  $\sigma_{c27}$  は  $1.12 \text{ MN/m}^2$  ( $11.4 \text{ kgf/cm}^2$ ) である。

### 3.4 実験方法

遠心載荷装置による自重圧密終了後、改良有りの場合は Fig. 4 のように改良体を模型地盤内に設置した。次に豊浦標準砂を用いて盛土 (乾燥密度  $\rho_d = 1.55 \text{ g/cm}^3$ )

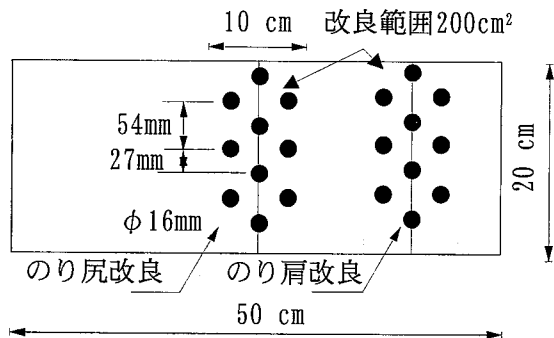


Fig. 4 Arrangement of improved columns. 改良体設置位置

を作製し、盛土上に底面応力が  $0.40 \text{ kN/m}^2$  ( $0.0041 \text{ kgf}$ ) に相当するフーチングを載せた (Fig. 1 参照)。変位計などの計測器を取付け後、実験土槽を遠心載荷装置に搭載し計測器作動確認のため 10G で 15 分載荷した。その後、遠心力を上昇させ 85G まで急速載荷を行った。

## 4. 実験結果

### 4.1 地表面変位

Fig. 5 に遠心加速度 10G から 85G までの地表面変位を、Table 2 に各ケースにおける地表面左端、盛土のり尻および盛土のり肩の変位を示した。盛土のり肩部における、35G での沈下量は case1, case3, case4 で約 12 mm とほぼ等しかった。その後載荷に伴い case1 は case3, case4 に比べ沈下量が增大していた。また、case3, case4 はほぼ同様な沈下傾向を示した。同じ加速度レベルにおいて常に case2 の沈下量が最大となっていたのは、改良体挿入時に粘土地盤を乱した影響で

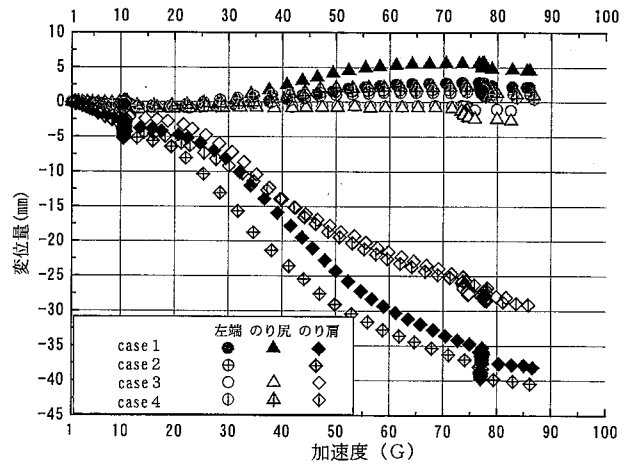


Fig. 5 Displacements of ground surface. 地表面変位

Table 2 Measured displacements. 変位の実測値

	左端	単位 mm	
		盛土のり尻	盛土のり肩
case1	2.86	5.61	-34.70
case2	1.86	...	-37.02
case3	-0.7	-1.88	-27.02
case4	1.47	2.26	-26.08

注 1) +は盛り上がり, -は沈下を示す。

あると思われる。地表面変位（盛土のり尻および左端）は、case4 以外のケースで、すべて盛り上がりを示し、case1 の変位が最も大きかった。

### 4.2 変形状況

case1 (Photo. 1), case4 (Photo. 3) では遠心載

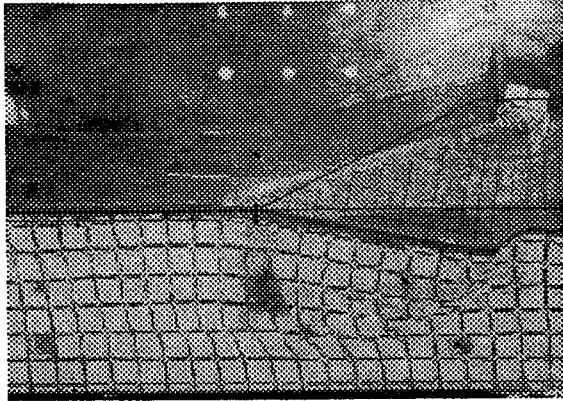


Photo 1 case1 (None improved).  
case1 (無改良)

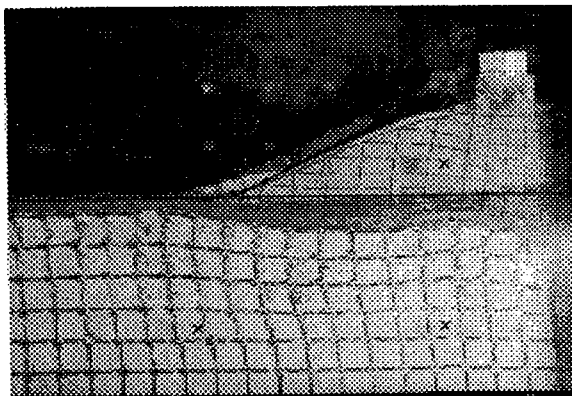


Photo 2 case3 (Improved under the shoulder of embankment.  $l=15.7$  cm).  
case3 (のり肩改良  $l=15.7$  cm)

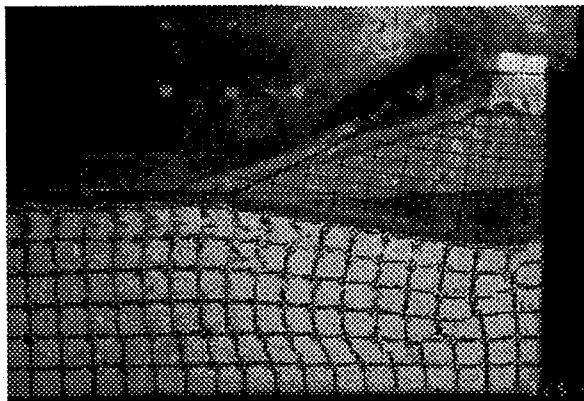


Photo 3 case4 (Improved under the shoulder of embankment.  $l=6.7$  cm).  
case4 (のり肩改良  $l=6.7$  cm)

荷に伴い模型粘土地盤内にすべりが発生したが、case3 (Photo. 2) ではすべりは発生しなかった。明確なすべり線は、盛土上に設置したフーチング直下付近の粘土地盤からのり面中心直下付近の粘土地盤の範囲に発生していた。case4 で生じたフーチング直下付近のすべり線の位置は case1 に比べり肩後方にあり、すべり線はやや深い大きな弧であることが確認された。case1, 2 では明確な違いは確認できなかった。

### 4.3 変位ベクトル

Fig. 6~Fig. 9 に 10G から 75G までの変位ベクトルを示す。case1, 2 はほぼフーチング直下からのり先に向かって弧を描くような変形挙動を示し、絶対値が

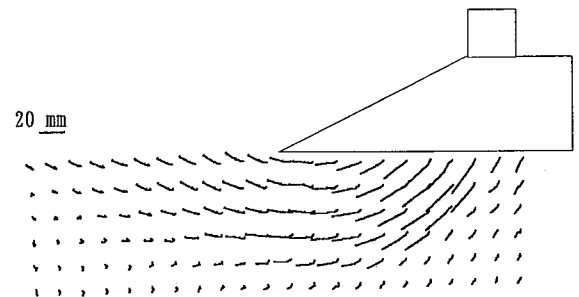


Fig. 6 Displacement vector through 10G to 75G (case1).  
10G~75G における変位ベクトル (case1)

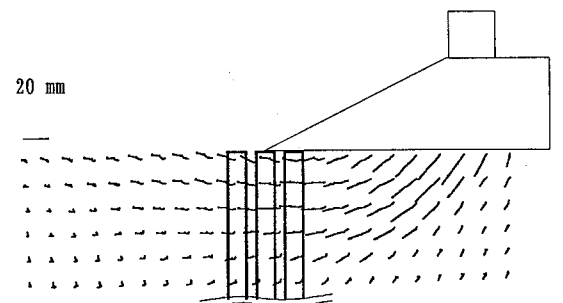


Fig. 7 Displacement vector through 10G to 75G (case2).  
10G~75G における変位ベクトル (case2)

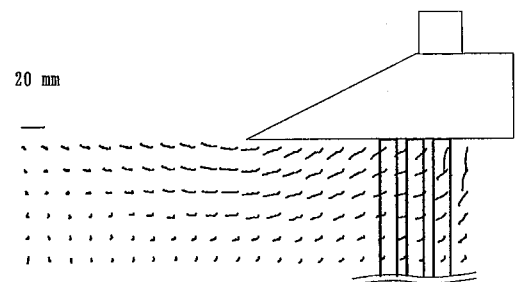


Fig. 8 Displacement vector through 10G to 75G (case3).  
10G~75G における変位ベクトル (case3)

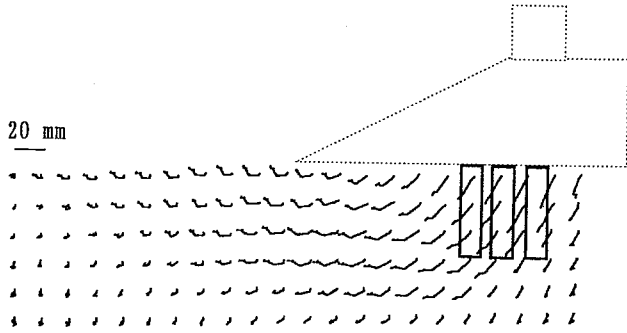
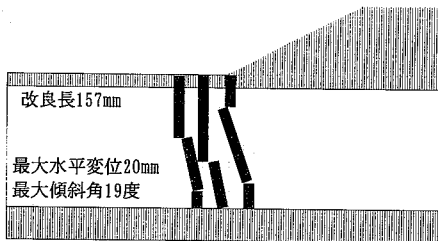
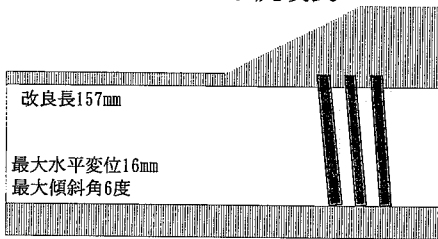


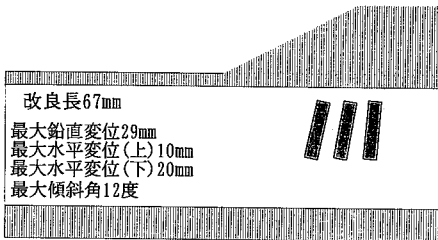
Fig. 9 Displacement vector through 10G to 75G (case4).  
10G~75Gにおける変位ベクトル (case4)



case2: のり尻改良



case3: のり肩改良



case4: のり肩改良

Fig. 10 Distortions of improved columns after test.  
改良体の変形状況

20 mm を超えるベクトル量を生じており、G.L (地表面) -8.0 cm まで変形が顕著であった。case3 では他のケースと比較して浅い範囲に変形した部分が集中しており、その大きさも小さくなっていた。また、鉛直成分が小さくなっており、水平方向に卓越したベクトル分布が確認された。

case4 では G.L-10.0 cm まで変形が認められ、case1 に比べて模型地盤の深い位置まで変形の影響が及んで

いた。また、case1 に比べて地盤の変形は盛土後方まで及んでいた。

#### 4.4 改良体の変形状況

実験後 (85G 荷重終了)、粘土地盤を切り出して調べた改良体の変形状況を Fig. 10 に示した。case2 の改良体は、先端は初期設置位置から移動しなかったものの改良体上部が 2~3 箇所折れていた。また、折れた改良体上部はほぼ水平にのり先へ移動していた。case3 の改良体は改良体先端の移動は認められず、改良体先端の初期設置位置を支点にのり尻側に転倒する挙動を示しており、最大傾斜角は鉛直方向を 0 度として反時計方向に 6 度であった。case4 では改良体の全体的な沈下と改良体下部がのり尻方向に移動する挙動を示していた。最大傾斜角は時計方向に 12 度であった。

### 5. 数値解析

#### 5.1 円弧すべり法

解析は全応力法とし、遠心荷重を模擬するため土およびフーチングの単位体積重量を増加させて、10G~50G における円弧すべりに対する最小安全率およびそのときのすべり線の位置を解析した。入力定数を Table 3 に示した。表中の  $\gamma_t$  は湿潤単位体積重量、 $c$  は粘着力、 $\phi$  は内部摩擦角である。計算では、軟弱粘土層を深さ方向に 5 分割 (1 層 3 cm) している。粘着力  $c$  は、別途実施したコーン貫入試験と一軸圧縮試験から Fig. 11 中の (1) と算定した。ただし、実験では 10G で 15 分間荷重していることから、この間の強度増加を考慮して  $c$  の入力定数は Fig. 11 中の (2) とした。土の単位体積重量は別途自重圧密した模型地盤からサンプリ

Table 3 Input parameter for Circular Sliding Method.  
円弧すべり解析に用いた入力定数

	$\gamma_t$ (kN/m <sup>3</sup> )	$c$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\phi$ (°)
盛土, 表層	15.20	0	40
粘土地盤 1	15.69	6.57	0
粘土地盤 2	15.98	6.57	0
粘土地盤 3	16.38	6.57	0
粘土地盤 4	16.47	9.11	0
粘土地盤 5	16.57	11.8	0
支持層	15.20	0	40
複合地盤	15.20	168.5	0

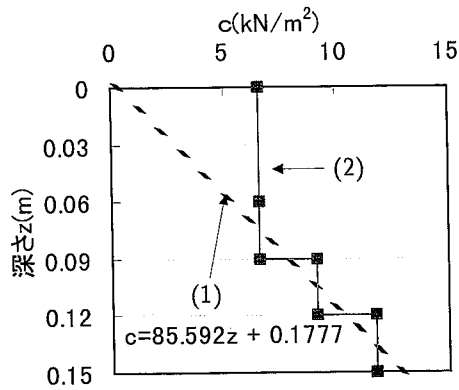


Fig. 11 Determination of cohesion  $c$ .  
 $c$  の算定方法

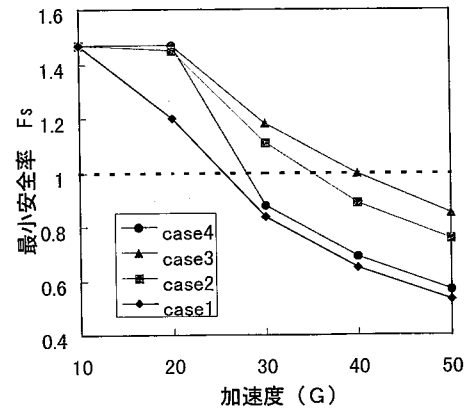


Fig. 13 Minimum safety factors.  
最小安全率

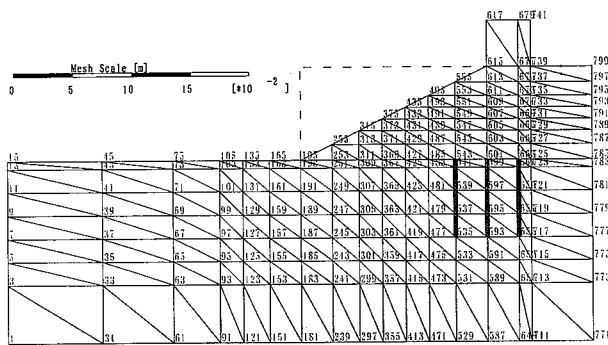


Fig. 12 FEM element mesh.  
FEM で用いた要素分割

Table 4 Input parameter for FEM analysis.  
有限要素法解析に用いた入力定数

	$\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$c$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\phi$ (°)	$\nu$
NSF	16.24	$c$	0.00	0.495
盛土	19.25	...	...	0.300
	$G$ (kN/m <sup>2</sup> )	$Ko$	$E$ (kN/m <sup>2</sup> )	材料モデル
NSF	156.96	0.60	157.3	Mohl-coulomb
盛土	2640.25	0.37	6881	Linear-elastic

ングして求めた。また、case2, 3, 4 (改良体を設置したケース) では改良部分と無改良部分を複合地盤として考え、実務で用いられている (1) 式から複合地盤強度  $C_R$  を推定した。

$$C_R = (q_{up}/2) \cdot a_s + (q_u/2) \cdot (1 - a_s) \quad (1)$$

ここに、 $q_{up}$  : 改良体の一軸圧縮強度  
 $q_u$  : 模型地盤の平均一軸圧縮強度  
 $a_s$  : 改良率

## 5.2 弾塑性有限要素法

解析には Plaxis を用いた。このプログラムでは、解析ステップ上で重力加速度  $G$  を増加させることができるため、遠心模型実験を再現することが可能である。解析は全応力法とした。代表的な要素分割を Fig. 12 に、入力定数を Table 4 に示した。 $\gamma_{sat}$  は飽和単位体積重量、 $c$  は粘着力、 $\phi$  は内部摩擦角、 $\nu$  はポアソン比、 $G$  はせん断剛性、 $Ko$  は土圧係数、 $E$  は弾性係数である。粘着力  $c$  は、Fig. 11 の (2) とした。また、改良体は弾性ビーム要素とし、 $EI$  および  $EA$  は単位奥行きあたりに換算して次式により求めた。

$$EI = E_0 \cdot n \cdot I_0 / L = 0.0105 \quad (\text{kN} \cdot \text{m}^2 / \text{m}) \quad (2)$$

$$EA = E_0 \cdot n \cdot A_0 / L = 654.04 \quad (\text{kN} / \text{m}) \quad (3)$$

ここに、 $E_0$  : 改良体の弾性係数 (kN/m<sup>2</sup>)  
 $n$  : 長さ  $L$  中の改良体の個数  
 $I_0$  : 改良体の断面二次モーメント (m<sup>4</sup>)  
 $L$  : 長さ (m)  
 $A_0$  : 改良体の断面積 (m<sup>2</sup>)

## 6. 数値解析結果

### 6.1 円弧すべり法

Fig. 13 に 10G~50G における最小安全率を示した。すべてのケースで加速度の増加とともに安全率の低下がみられ、40G を越えると  $F_s < 1.0$  となる結果となった。case4 は 20G までは case2, 3 とほぼ同じ安全率であるが、30G 以降で case1 と類似した傾向を示した。安全率  $F_s = 1.0$  となる加速度の大きさは、case3 (のり肩改良)、case2 (のり尻改良)、case4 (のり肩 6.7 cm 改

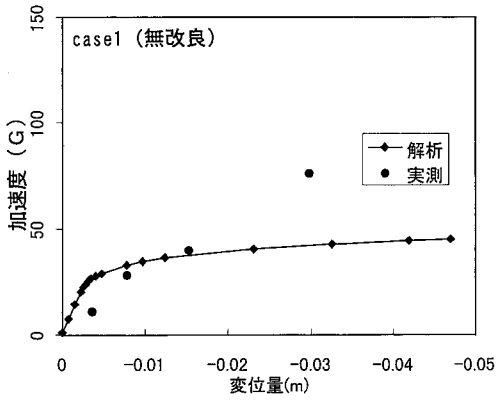


Fig. 14 Vertical displacement of shoulder (case1).  
のり肩鉛直変位 (case1)

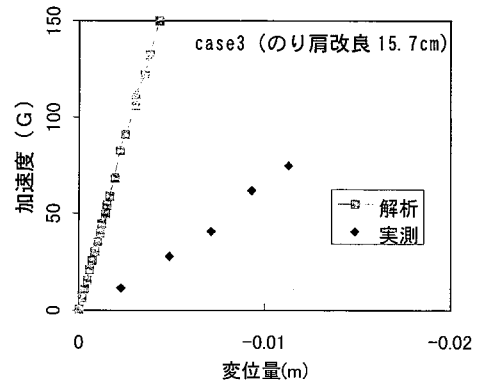


Fig. 16 Vertical displacement of shoulder (case3).  
のり肩鉛直変位 (case3)

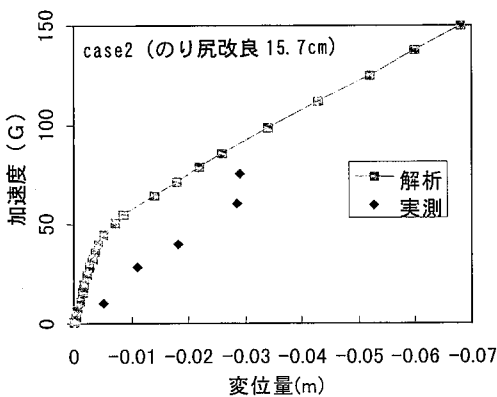


Fig. 15 Vertical displacement of shoulder (case2).  
のり肩鉛直変位 (case2)

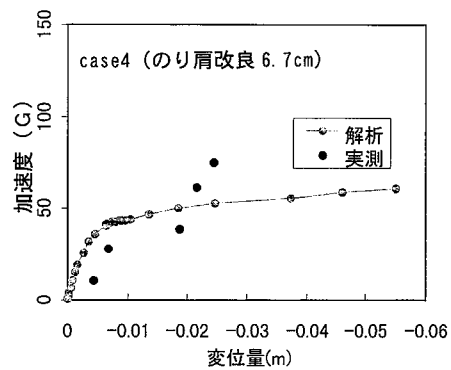


Fig. 17 Vertical displacement of shoulder (case4).  
のり肩鉛直変位 (case4)

良), case1 (無改良) の順で小さくなっていった。実験結果と解析結果を比較すると、円弧すべり法では  $F_S \leq 1.0$  となった時すべりが発生すると考えるが、case3 の実験ではすべりを生じておらず解析と異なる結果となった。また、実験では case2 は case1 とほぼ同じ変形挙動を示したのに対し、解析では case1 に比べてかなり改良効果がある結果となっている。これらの違いは、円弧すべり法では、1) 地盤に作用する荷重ベクトルあるいは改良体に作用する荷重方向、2) case3 では盛土荷重(すべらせようとする荷重)の一部を支持層まで伝える効果が考慮できないためであると考えられる。また、すべり線の形状は、実験での最大変位ベクトルを結んだ円弧とほぼ類似していた。

## 6.2 弾塑性有限要素法

Fig. 14~Fig. 17 に各実験におけるのり肩鉛直変位解析結果を示した。また、同図には実験結果も合わせて図示している。case1 では約 40G まで実験結果と比較的一致しているのに対し、case2, 3, 4 では解析結果の方がある加速度に対する変位量が実測に比べて小さくなっている。また、case2, 3 では case4 に比べて解析と

実測の差が大きかった。これは、1) 3次元配列の改良体を2次元にモデル化する際の  $EI$  および  $EA$  値を過大評価した可能性がある、2) 解析上では改良体を弾性ビームに置き換えているため改良体の破壊をシミュレートできなかった、等の理由によるものと考えられる。

## 7. まとめ

深層混合処理によって改良された軟弱地盤の盛土築造時の安定性を検討するため、遠心模型実験および数値解析を行った。その結果、以下のことが確認された。

- 1) 改良率 10% の低改良でも地盤のすり抜けのような現象は見られず改良効果が認められる。
- 2) 改良効果はのり肩直下を改良した場合が最も大きい。
- 3) 支持層まで改良しなくても改良効果が期待できる。
- 4) 円弧すべり法による安定計算は、無改良および支持層まで改良しないケースではある程度適用可能である。
- 5) 有限要素法によるのり肩沈下量はある程度定性的にはシミュレートできたが、より精度の高い解析には今後検討が必要である。

以上の結果をふまえ、今後は、複合地盤強度の評価、より精度の良い数値モデルの検討、設計手法の開発を行っていく予定である。

#### 参考文献

- 1) 広井恵二, 董 軍: 多柱式複合地盤のせん断抵抗に関する研究, 東急建設技術研究所報 No21, pp. 17~22, 1995.
- 2) 土質試験の方法と解説, 土質工学会, pp. 304~305, 1990.
- 3) セメント系安定処理土に関するシンポジウム, 地盤工学会, 1996. 2.
- 4) M. Miyake, H. Akamoto and M. Wada: Deformation characteristics of ground improved by a group of treated soil columns., Centrifuge91, pp. 295~302, 1991.
- 5) 木村孟等: 遠心模型実験, 土と基礎, Vol. 35, No. 11 ~Vol. 36, No. 8, 1987. 11~1988. 8.

(平成 10 年 2 月 6 日 受理)