

軽量人工地盤の実大盛土実験と沈下予測

棚橋 由彦* · 岩尾 雄四郎** · 宮川 英也***
小澤 元彦**** · 中村 充利****

In-situ Tests and Settlement Prediction for Filling Work on Soft Clay Ground Substituted with Light Weight Material

by

Yoshihiko TANABASHI*, Yushiro IWAO**, Hideya MIYAGAWA***,
Motohiko OZAWA**** and Mitsutoshi NAKAMURA****

Light weight substitution is one of the most recommendable countermeasures for filling work on soft clay ground.

In-site tests of filling work on soft clay ground substituted with light weight material were carried out in the Saga plain, Japan. Light weight material is consist of the Ariake clay, lime and expanded polystyrol beads and its wet density is 1.1 g/cm^3 .

This paper first compares the observed behavior of in-site tests and the calculated behavior of a stress-coupling finite element analysis adopting an elasto-viscoplastic model as the soft Ariake clay ground. Secondly, the demanded parameters to estimate their behavior are determined so as to minimize the discrepancies in the estimation. Using these parameters a prediction model is constructed, and the numerical simulation are carried out varying some factors affecting on displacement of the substituted ground.

This paper's final aim is a proposal of simple prediction formulae of the settlement and lateral displacement of the substituted ground, withdrawn the results of the numerical simulation.

1. はじめに

佐賀平野、有明海沿岸に広く分布する有明粘土層は、典型的な沖積粘土であり、地盤沈下の主役をなす軟弱な層である。現在も、有明海周辺部の堤防や軟弱地盤上の道路盛土などにおいては、沈下が激しく年間数cmにも及んでいる。このような軟弱地盤上での築堤にお

いては、周辺地盤の沈下、側方変位を予測して、周辺への影響の低減を計る必要がある。

その対策の1つとして、著者の1人によりアイソスタティック基礎が考案されている¹⁾。これは地下に圧力の均衡面が存在することにより、地盤の安定が保たれるという、アイソスタシー理論を基礎として、構

平成5年 月 日受理

*社会開発工学科 (Civil Engineering Department)

**佐賀大学理工学部 (Faculty of Science & Technology, Saga University)

***㈱建設技術研究所 (CTI corporation)

****大学院修士課程土木工学専攻 (Graduate student, Civil Engineering Department)

造物を含む基礎を静圧力のバランスをとりながら、軟弱な粘土地盤に浮かせようとする工法である。

この考えを基本とし、地盤や盛土材に発泡スチロールと生石灰を混入した軽量盛土工法を開発した²⁾。

すなわち、代表的な軟弱粘土である有明粘土に、発泡スチロールビーズ (EPSビーズ) と生石灰を混入し、地盤改良後、軟弱地盤内基礎の実大盛土試験を行った。

また、弾・粘塑性モデルを用いたFEMにより、実大盛土試験の解析を行った。計算値と実測値との比較により、その差異を最小にするようにパラメーターを同定し、解析モデルを構築する。

さらに、この解析モデルを用いて、考案された改良材による地盤改良工法の新しい設計法の確立を目的として、地盤改良条件を種々変化させた数値シミュレーション計算を行った。

2. 実大盛土試験

2.1 概要

実大盛土試験は、地盤改良材または改良深度により、Fig. 1 に示す TYPE-①～④に分類し、盛土施工を行った。

各材料の単位体積重量は、有明粘土： $\gamma_t=1.4$ (gf/cm³)、山土： $\gamma_t=1.7$ (gf/cm³)、EPSビーズ： $\gamma_t=0.02$ (gf/cm³)、改良土： $\gamma_t=1.1$ (gf/cm³) となっている。

改良幅 b は、TYPE-②～④ともに7.5 m、改良深度 d は、TYPE-②、③は1 m、TYPE-④は2 mである。

盛土は、山土を用いて、施工日数2日で行った。TYPE-①～④ともに盛土高 h は1 m、天端幅3.5 m、敷幅5.5 mである。なお、施工時の現場での混合攪拌時間は1 m²当たり5分とした。TYPE-①～④の施工模式図をFig. 1 に示す。TYPE-①～④の概要を以下に示す。

TYPE-①

地盤改良を行わず、地盤の現場表土に盛土施工。

TYPE-②

深度1 mの山土による置換後に盛土施工。

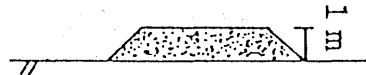
TYPE-③

深度1 m掘削。現場発生土である有明粘土にEPSビーズ、生石灰を混合した改良材による地盤改良。改良材地盤上に山土による盛土施工。

TYPE-④

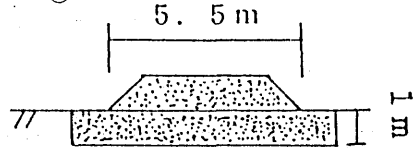
TYPE-③と同様の施工要領で、改良深度を2 mとした。

TYPE-①



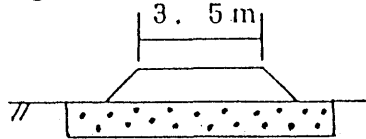
no substitution (the Ariake clay ground)

TYPE-②



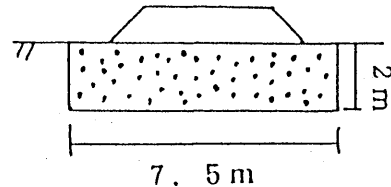
heavy weight substitution

TYPE-③



light weight substitution (1 m in depth)

TYPE-④



light weight substitution (2 m in depth)

Fig. 1 Outline of the in-situ tests

2.2 計測方法

各種計測器の配置をFig. 2 に示す。実大盛土試験の計測は、施工盛土に取り付けた土圧計、および傾斜計、沈下計、沈下板により行った。また、その他に1週間に1回、レベル測量と傾斜測量による計測を行った。

各計測器の配置は以下のとおりである。

- (a)土圧計：全ケースとも盛土中央部直下および深度1 mに埋設
- (b)傾斜計：各工区の改良端にそれぞれ1本 (計8本) を深度15.5 mまで埋設
- (c)沈下計：各工区の中央部、深度1 mに埋設
- (d)沈下板：全工区の周囲に87ヶ所、地表より深さ20 cmに設置

2.3 実測結果と考察

(1) 時間沈下量曲線

盛土中央部の実測時間沈下量曲線 (Fig. 3) から、

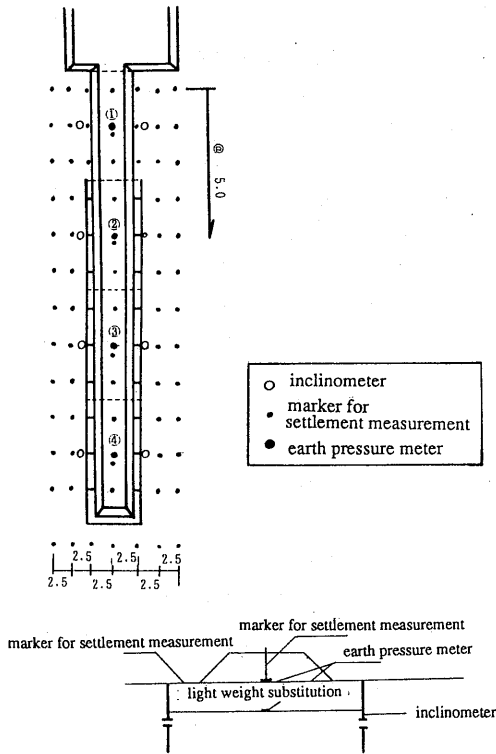


Fig. 2 Arrangement of measurement equipments

任意時間における沈下量は、山土で置換した TYPE-②、無処理の TYPE-①、改良地盤深度 1 m の TYPE-③、同深度 2 m の TYPE-④の順に小さくなっている。なお、盛土施工後 200 日を経過した時点での沈下量は、前述の順にそれぞれ、18.4cm, 14.0cm, 9.5cm, 5.2cm となっている。

山土置換 (TYPE-②) が沈下量最大となるのは、無処理 (TYPE-①) と比較して、山土と有明粘土の単位体積重量の差 $1.7-1.4=0.3$ (tf/m³) をもつ、置換体積重量が盛土荷重に加わるためである。また、TYPE-③、④が無処理 (TYPE-①) より沈下を抑制されるのは同様の理由により、改良材と有明粘土の単位体積重量の差 $1.1-1.4=-0.3$ (tf/m³) をもつ置換体積重量が盛土荷重に対して、負 (上向き) の力を与えるためである。したがって、改良深度 2 m の方が 1 m よりも沈下が小さいのも置換体積が倍となり、上向きの力も倍になることより容易に想像される。

(2) 地表面変形図

剛性を比較すると、有明粘土 < 山土 < 改良土となり、かつ、有明粘土と山土の剛性 ($E=4.7 \times 10^2$ tf/m²) と比較して、改良土のそれは生石灰の発熱脱水作用により固化が進み、格段の高い剛性 ($E=1.0 \times 10^3$ tf/m²)

を示す。上述の事情を Fig. 7 に示した地表面変形図の実測値 (図中破線) は如実に反映している。すなわち、改良材 (TYPE-③、④) は改良幅内での不同沈下が小さく、改良端での不連続性がみられるのに対し、無処理 (TYPE-①)、山土置換 (TYPE-②) とともに、盛土中央で最大、盛土端近辺で変曲点を示すなめらかな沈下形状を示している。

また、山土置換 (TYPE-②) が無処理 (TYPE-①) よりも広範囲に大きな沈下を示すのも置換幅 (7.5m) が盛土底面の幅 (5.5m) より大きいことによる。

(3) 側方変位

側方変位 (Fig. 8 図中破線) は、上述の考察から TYPE-④ < TYPE-③ < TYPE-① or ② が予想される。実測値は、TYPE-④が最小ではあるが、TYPE-③と TYPE-②が大差ない結果となっている。

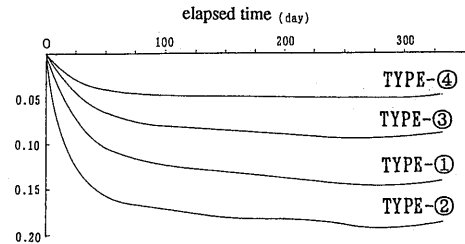


Fig. 3 observed time-settlement curves at the center the fill

3. 現場施工実験の FEM 解析

3.1 解析手法

解析には軟弱地盤で問題になる、塑性流動・側方隆起に十分追従できると考えられる関口・太田モデル³⁾を採用する。

関口・太田モデルは正規圧密粘土の二次圧縮特性、応力誘起異方性と時間依存性を表現できる弾・粘塑性構成式である。

関口・太田モデルの降伏関数は、次式で与えられる。

$$f = \frac{\lambda - \kappa}{1 + e_0} \ln \left(\frac{\sigma'_m}{\sigma'_{mo}} \right) + D\eta^*$$

ここに、

λ : 圧縮指数, κ : 膨張指数, e_0 : 初期間隙比, σ'_{mo} : 初期平均有効主応力

σ'_m : 平均有効主応力

D : ダイレイタンシー係数

$$\eta^* = \sqrt{3/2} \cdot \frac{(\eta_{ij} - \eta_{ijo})}{(\eta_{ij} - \eta_{ijo})}$$

$$\eta_{ij} = S_{ij}/p', \quad \eta_{ijo} = S_{ijo}/p'_o$$

S_{ij} : 偏差応力

また、粘塑性ひずみ速度 $e\dot{\eta}$ は次式で与えられる。

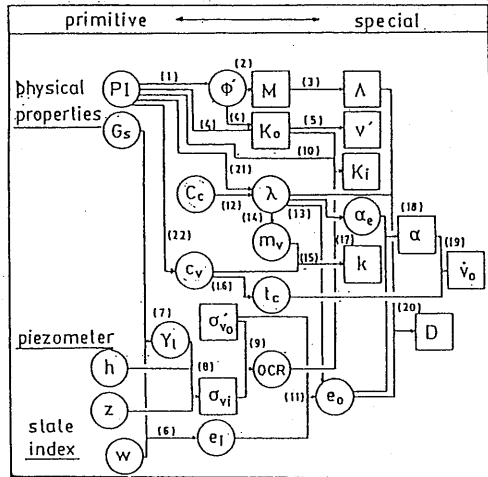
$$\epsilon_{ij}^p = \left[\left\{ 1 - \exp\left(-\frac{v_p}{\alpha}\right) \right\} \left(\frac{\lambda - \kappa}{1 + e_0} \frac{\sigma'_m}{\sigma'_{mo}} + D\eta^* \right) + v_0 \exp\left(\frac{f - v_p}{\alpha}\right) \right] \frac{\partial f}{\partial \sigma'_{ij}} / \frac{\partial f}{\partial \sigma'_m}$$

ここに、 v_p : 塑性体積ひずみ

α : 二次圧縮係数

である。

本解析では、Biot の三次元圧密理論⁴⁾をベースにした有限要素連成解析を用いる。



- 1) $\sin\phi' = 0.81 - 0.233\log PI$ Kenney(1959)
- 2) $M = 6\sin\phi' / (3 - \sin\phi')$
- 3) $\Lambda = M/1.75$ Korube(1975)
- 4) $K_o = 0.44 + 0.42 \times 10^{-2} PI$ massarsch(1979)
 $K_o = 1 - \sin\phi$ Jaky(1944)
- 5) $v' = K_e / (1 + K_o)$
- 6) $e_1 = wG_s$
- 7) $\gamma_i = G_s \gamma_w (1 + w) / (G_s w)$
- 8) $\sigma_{vi} = \gamma_i z \rho_w$
- 9) $OCR = \sigma_{v0} / \sigma'_{vi}$
- 10) $K_i = K_o (OCR)^{0.54 \exp(-PI/122)}$ Alpan(1967)
- 11) $e_o = e_1 - \lambda (1 - \Lambda) \ln(OCR)$, $OCR = \frac{1.2K_o}{1.2K_i} OCR$
- 12) $\lambda = 0.434C_c$
- 13) $e_o = 3.78\lambda + 0.156$
- 14) $m_v = 3\lambda / \{(1 + e_o)(1 + 2K_o)\sigma'_{v0}\}$
- 15) $k = m_v c_v \gamma_w$
- 16) $t_o = t_{90} = H^2 T_v (U = 90\%) / c_v$
- 17) $\alpha_e / \lambda = 0.05 + 0.02$ (clay) Mesri &
 $0.07 + 0.02$ (peat) Godlewski(1977)
- 18) $\alpha = \alpha_e / (1 + e_o)$ Sekiguchi(1977)
- 19) $v_o = \alpha / t$ Sekiguchi(1977)
- 20) $D = \lambda \Lambda / \{M(1 + e_o)\}$ Ohta(1971)
- 21) $\lambda = 0.015 + 0.007PI$
- 22) $\log C_v (cm^2/min) = -0.025PI - 0.25 + 1$

Fig. 4 Flow chart for determination of the demanded parameters

連成解析は、間隙流体と土骨格を連成させて解析する手法であり、変位と間隙水圧をととも節点で離散化し、有限要素定式化を行うものである。

本研究で用いた弾・粘塑性有限要素解析プログラム⁵⁾は、Biot が土骨格を線形弾性としていたのに対し、弾・粘塑性構成モデルとして関口・太田の構成式を採用し、赤井・田村⁶⁾により定式化されたものである。また、改良材は弾性材料としてモデル化し、改良材と軟弱地盤のインタラクションでの力の伝達や剥離、すべりといった不連続面の影響を考慮できるジョイント要素を組み込み、解析を行った。

3.2 入力パラメーターの決定法

入力パラメーターは、本来、厳密な力学試験により決定すべきである。しかし、本研究では、弾・粘塑性モデルに所要の試験を実施していないため、飯塚・大田⁷⁾により提案された塑性指数 PI のみによるパラメーター決定法に依った。入力パラメーターの決定チャートを Fig. 4 に示す。

3.3 解析条件と解析モデル

解析モデル図の例として TYPE-④のそれを Fig. 5 に示す。

解析モデルの変位境界条件は、側面で水平変位を拘束、底面で水平、鉛直変位とも拘束している。また、水理境界条件は鉛直方向は両面排水とし、側面は非排水としている。また、地下水位面は地盤表面に一致する。

載荷盛土は現場施工実験と同様の右半分の幅 2.75 m、高さ 1 m とし、解析上は要素荷重として載荷した。盛土施工は、0.5 m/day の速度で 2 ステップ載荷とした。

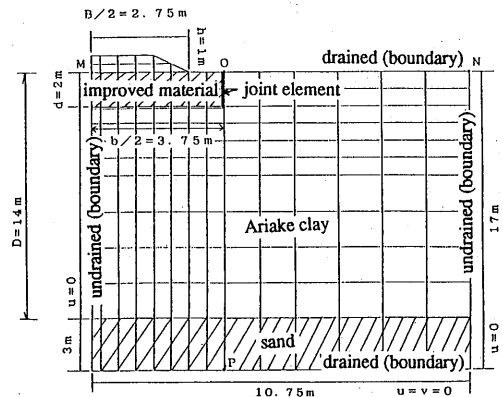


Fig. 5 Analytical model (TYPE-④)

3.4 解析結果と考察

(1) 時間沈下量曲線

各 TYPE の盛土中央直下点 M の経過日数350日までの時間沈下量曲線を Fig. 6 に示す。

TYPE-① (有明粘土地盤) のみ計算値が载荷初期の沈下量を過大に評価しているが、他の3ケースはほぼ良好に予測し得ている。

TYPE-② (山土置換) は、盛土荷重に山土の自重が加わり沈下量が最大となる。計算値は、実測の傾向をよく予測し得ている。

TYPE-③ (改良深度1 m) の計算値は、実測の沈下量を約39%過小評価している。

TYPE-④ (改良深度2 m) では、TYPE-③とは異なり、盛土载荷初期から終期まで計算値は実測の時間沈下挙動を十分な精度で予測している。

また、各タイプとも経過日数の増加とともに実測値と計算値の沈下量勾配は一致し、圧密終了をよく表現している。

本モデルは、改良材の軽量性に起因する沈下抑制効果が十分表現出来ている。

(2) 盛土横断面の沈下状況

盛土载荷後300日における盛土横断面の地表面沈下状況を Fig. 7 に示す。

計算値 (図中実線) は、TYPE-①~④とも、2.3 で詳述した次の実測値 (図中破線) の傾向をよく予測

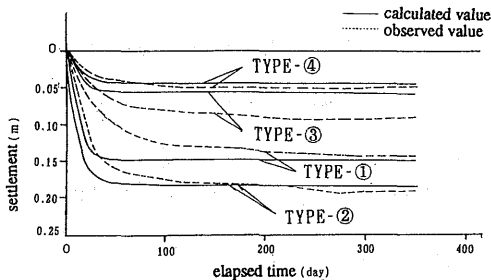


Fig. 6 Time-settlement curves at the center of the fill

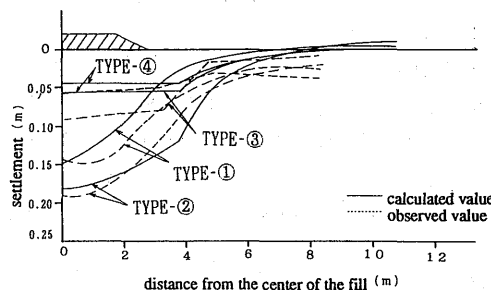


Fig. 7 Cross profile of land subsidence

し得ている。

(1) 改良材 (TYPE-③, ④) の高剛性, 軽量性に起因する沈下状況を示す。

(2) 無処理 (TYPE-①) と山土置換 (TYPE-②) の大きくなめらかな沈下性状を示す。

(3) 山土の方が無処理より広範囲の沈下を示す。ただし、全般的に実測の方が、圧密によるつれ込み沈下が計算値により顕著に表れている。

改良材と軟弱地盤の境界面での、盛土载荷による沈下時のせん断すべりも表現しており、軟弱地盤上での改良材と山土の沈下状態の違いを、明瞭に表現している。すなわち、剛性の異なる改良材と軟弱地盤のインタラクションは、ジョイント要素で十分表現可能であることを示している。

(3) 側方変位

盛土载荷後300日の地盤改良材側面での、各 TYPE の側方変位を Fig. 8 に示す。なお、側方変位測定位置は Fig. 5 の解析モデル中線 OP で示している。

側方変位の計算値は、各 TYPE とも実測値より過大に評価している。側方変位の計算値は、深度が小さい場所で最大側方変位を示し、深度が大きくなるに伴い、側方変位は小さくなるという実測値の傾向に対応している。次に、改良材地盤の TYPE-③, ④を有明粘土地盤, 山土地盤と比較すると実測値, 計算値とも側方変位の抑制効果が認められる。

また、改良深度の違いによる側方変位を見ると、改良深度が大きいと最大側方変位の抑制効果は見られる

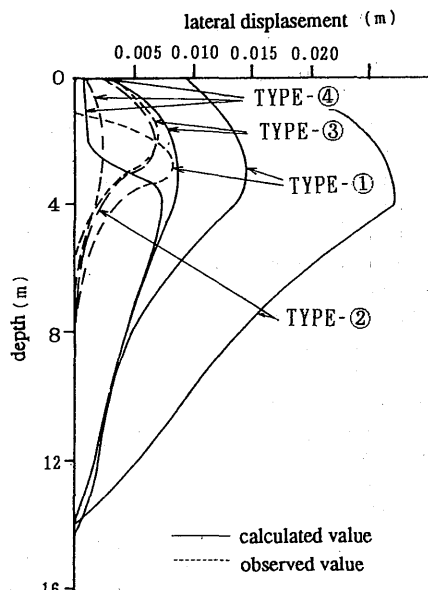


Fig. 8 Lateral displacements

が、地盤の深度の増加とともに、計算値は一致した形状となっている。いずれにしても、実測の側方変位は、沈下量の1/10~1/40の大きさであり、沈下と比較して工学上問題とならない。

3.5 解析モデルの妥当性

今回の解析において、沈下量の経時変化、地表面変位の計算値は、TYPE-③の沈下量を除いて各TYPEとも沈下量、地表面変形ともにほぼ実際の挙動を予測し得ている。したがって、ほぼ満足のいく沈下予測モデルが構築でき、開発された改良地盤の沈下予測が可能と判断する。

4. 数値シミュレーション

4.1 解析条件

開発された改良材による地盤改良工法的设计法の確立を目的として、構築したモデルを用いて実地盤を想定した数値シミュレーション計算を行う。

変動させた因子は次の4つである。

- (1) 盛土高 h : 1, 2, 3 m
- (2) 改良幅 b : 0.75, 1.75, 2.75, 3.75, 4.75 m
- (3) 軟弱地盤層厚 D : 8, 10, 12, 14 m
- (4) 改良深度 d : 0.5, 1, 2, 3 m

なお、この時の各TYPEの解析モデルの諸条件および入力土質パラメーター値は、前章の実大盛土試験の解析モデルと同様のものを用いる (Table. 1)。

Table. 1 Values of in-pu parameters for clay and joint element

the Ariake clay	
D: coefficient of dilatancy	0.0693~0.183
Λ : irreversibility ratio	0.782~0.892
M: critical state parameter	0.961~1.100
ν' : effective poisson ratio	0.361~0.394
k_{x0}/γ_w : coefficient of permeability of x direction	1.7×10^{-2} m/day
k_{y0}/γ_w : coefficient of permeability of y direction	1.7×10^{-2} m/day
σ_{v0} : preconsolidation pressure	4.260~10.76 tf/m ²
K_0 : coefficient of earth pressure at rest	0.556~0.650
σ_{vi} : effective overburden pressure	0.260~6.76 tf/m ²
k_i : coefficient of earth pressure at rest in-situ	0.728~1.844
α : coefficient of secondary compression	4.414×10^{-3} ~ 8.948×10^{-3}
V_0 : initial volumetric strain rate	2.207×10^{-5} ~ 4.474×10^{-5}
λ : compression index	0.321~0.651
e_0 : void ratio (at preconsolidation)	2.112~3.484

joint element		
$K_s = 1.093 \times 10^4$	$K_n = 1.093 \times 10^4$	$K_t = 0.717$
$C = 0.000$	$\tan \phi = 0.000$	

4.2 数値シミュレーション結果と考察

数値シミュレーション結果から、300日経過時の沈下量 S と軟弱地盤層厚 D の比 (S/D) と $\gamma \cdot h/c$, b/D , D/B , d/D の相関について考察を行う。ここに、 B : 盛土敷幅, γ : 盛土の単位体積重量 ($=1.7 \text{ gf/cm}^3$), c : 軟弱地盤の粘着力 ($=1.0 \text{ tf/m}^2$) である。

(1) 盛土高さ ($\gamma \cdot h/c$)

S/D と $\gamma \cdot h/c$ の関係を Fig. 9 に示す。

各TYPEの $S/D - \gamma \cdot h/c$ 関係は、

- ① 有明粘土地盤では盛土高さ ($\gamma \cdot h/c$) の増加とともに S/D も増加しており、その傾きは大きくなっている。
- ② 山土地盤でも $\gamma \cdot h/c$ の増加に伴う、 S/D の増加が見られるが、 $\gamma \cdot h/c$ の増加に伴いその勾配は小さくなっている。
- ③, ④ 改良材地盤では $\gamma \cdot h/c$ の増加とともに、 S/D も増加しているが、その傾きはゆるやかである。この曲線より、有明粘土地盤と山土地盤においては S/D と $\gamma \cdot h/c$ の間にある関係式が存在することが推測される。

また、この図では、有明粘土地盤や山土地盤よりも改良材地盤、さらに改良深度1 mよりも2 mの方が、沈下の抑制効果がみられる。

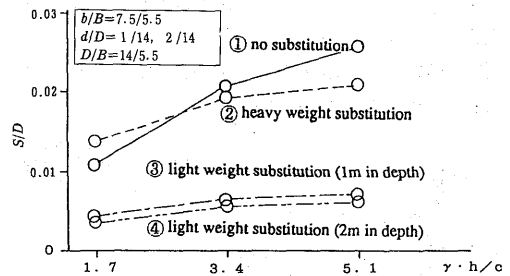


Fig. 9 S/D versus $\gamma h/c$ relationship

(2) 改良幅 (b/B)

S/D と b/B の関係を Fig.10に示し、この関係より求めた回帰分析の結果を Table. 2 に示す。

各地盤の S/D と b/B の関係を見ていくと、山土地盤では b/B の増加とともに、 S/D も増加する。回帰分析の結果から、 S/D と b/B の間には、山土置換では正の相関、改良材では負の相関が認められる。

一方、改良材地盤では、 b/B の増加とともに、 S/D は小さくなる。すなわち、改良材による改良幅の変化は、最大沈下量の抑制効果に大きく関係していると考えられる。

改良深度の違いをみると、改良深度2 mの方が1 mの場合よりも S/D は小さくなっており、沈下の抑制

効果が見られる。

これらのシミュレーション結果は、先述の2.3での実験結果の考察からも容易に想像される。

Table. 2 Regression Analysis between S/D and b/B

	TYPE-②	TYPE-③	TYPE-④
sample number	5	5	5
gradient	4.36×10^{-3}	-3.82×10^{-3}	-3.53×10^{-3}
standard deviation of gradient	4.55×10^{-4}	1.68×10^{-4}	5.00×10^{-5}
intersect	1.02×10^{-2}	8.06×10^{-3}	7.18×10^{-3}
standard deviation of intersect	3.84×10^{-4}	1.42×10^{-4}	4.21×10^{-5}

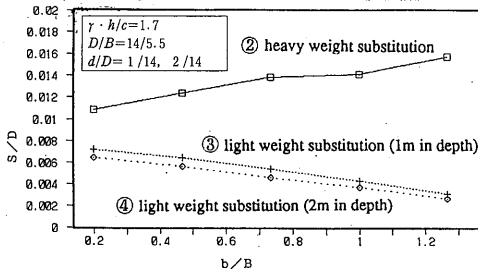


Fig.10 S/D versus b/B relationship

(3) 軟弱地盤層厚 (D/B)

S/D と D/B の関係をFig.11に示す。

無処理 (TYPE-①), 山土置換 (TYPE-②) とともに, D/B の増加に伴い, S/D は直線的に減少するが, $D/B=2.2$ 以降は一定値に漸近する。

改良材地盤同様の傾向を示すが, (TYPE-③, ④) も勾配は有明粘土地盤, 山土地盤に比べて小さい。

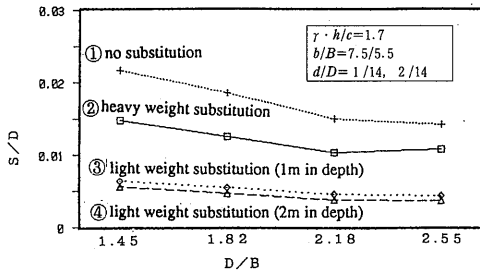


Fig.11 S/D versus D/B relationship

(4) 改良深度 (d/D)

改良地度の S/D と d/D の関係をFig.12に示す。

図から, d/D の増加に伴い, S/D は減少しているが, その傾向は次第にゆるやかになっている。

これは, 改良深度の増加に伴い, 軟弱地盤層厚に対する沈下量の割合は減少することを意味している。

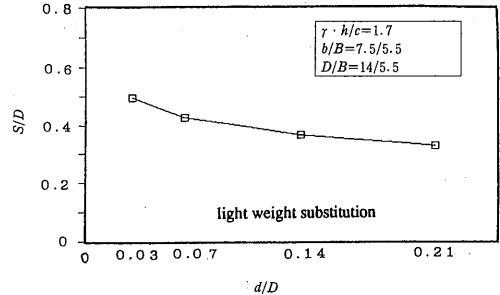


Fig.12 S/D versus d/D relationship

4.3 まとめ

以上により, S/D と $\gamma \cdot h/c$, b/B , D/B , d/D の間には, それぞれある関係式が存在することが考えられる。したがって, それぞれの関係式を導き, その相互関係を検討することにより, 改良材地盤による沈下予測の推定式を求めることができると考えられる。

5 おわりに

本報告で構築した沈下予測モデルは, 概ね, 各TYPEの時間沈下量曲線, 地表面変形を良好に予測し得たが, 改良材・深度1mのみ, 沈下量を過小に評価している。その原因として, 改良材と現地盤の境界面モデルのジョイントエレメントの物性評価の問題が上げられる。この問題を解析することにより, 軽量改良地盤の合理的な設計法の確立を急ぎたい。

謝 辞

改良地盤の実大盛土試験のデータは, 佐賀大学, 松尾建設㈱, 三菱油化バーディッシュ㈱の共同研究の成果を利用して頂いたものであり, 末筆ながら関係各位に深謝の意を表すものである。

参 考 文 献

- 1) 岩尾・西田・堀田 (1990) : 発砲スチロールビーズを用いた軽量盛土の特性, 第25回土質工学研究発表会, pp.2089-2090.
- 2) 岩尾・西田・堀田 (1989) : 発砲スチロールビーズを用いた軽量盛土の特性, 土木学会西部支部研究発表会, pp.358-359.

- 3) Sekiguchi, H. and Ohta. H.(1977) : Induced anisotropy and time pendency in clay, Proc. 9 th Int. conf. on SMFE, Specialty Session No. 9 , pp. 163-175.
- 4) Biot, M. A(1941) : General theory of three-dimensional Cosolidation, Journ, Appl. Phys., Vol.12, pp.155-164.
- 5) 太田・飯塚 (1983) : DACSAR マニュアル, 京都大学工学部土木工学科土木施工学教室レポート
- 6) 赤井・田村 (1978) : 弾塑性構成式による多次元圧密の数値解析, 土木学会論文報告集, 第269号, pp.95-104.
- 7) 太田・飯塚ら (1987) : 変形解析用土質パラメータの検討, 第22回土質工学研究発表会, pp. 1043-1046.