

局部的にサンドドレーンを打設した地盤の圧密変形解析

Consolidation analyses of clayey ground partially treated by sand drains

原 久 夫\* (Hisao Hara)  
 吉 国 洋\*\* (Hiroshi Yoshikuni)  
 住 岡 宣 博\*\*\* (Nobuhiro Sumioka)

キーワード：圧密／サンドドレーン／弾性／弾塑性／沈下／変形／有限要素法 ( I G C : E - 2 )

1. ま え が き

軟弱地盤上に帯状荷重のような部分荷重を行なうと、地盤には沈下だけでなく側方変形も生じる。また部分改良された地盤では、たとえ一次的荷重であっても、改良部と非改良部の境界付近では圧密の速度差のために地盤内部では水平方向の変位が生じる。このような部分荷重、或いは部分改良地盤における圧密変形解析は、沈下と側方変位の両方を考慮した多次元圧密解析が必要である。しかし、通常の圧密設計計算では、多次元解析が必要と考えられるケースにおいても、その計算の複雑さのために簡便法として準一次元化計算法を用いることが多いようである<sup>1)</sup>。ここでいう準一次元化計算法とは、荷重荷重による鉛直応力増分値を弾性理論に基づいて計算し、それを圧密荷重と考えて沈下量を求め、沈下速度については、無処理地盤では Terzaghi の一次元圧密理論を、またサンドドレーンによる改良地盤には広範囲な荷重全域にドレーンを打設した条件のもとで得られている Barron の解をそのまま適用するというものである。(以下ではこれを慣用計算法と呼ぶ)

部分荷重や部分改良地盤の圧密変形問題に関しては、従来より多くの研究が為され、模型実験<sup>2)</sup>・理論解析<sup>3) 4)</sup>・現場観測結果・有限要素法による解析例<sup>5) 6) 7)</sup>などが報告されている。しかし、これらは殆どがケーススタディーに関するもので、地盤条件や解析方法等が異なっており、これらから得られた結果を単純な比較のもとに他に適用することは困難である。また、改良域と非改良域間の相互作用が圧密曲線に与える影響や、各計算法の特徴、適用限界について論じたものは少ない。

そこで本研究ではモデル地盤を設定して、部分荷重や部分改良地盤の圧密変形特性を、圧密変形解析の中で最も基本的手法である弾性圧密変形解析と弾塑性圧密変形解析を用いて比較検討し、各解析法の特徴や慣用計算法の適用性等を明らかにすることを試みた。設定したモデル地盤は、再調整された福山粘土の室内試験結果を参考にして決定したものである。全く同一の地盤条件に対して、解析方法を変えて比較してみるとところに本研究の特徴がある。多次元圧密変形解析には有限要素法を用いている。

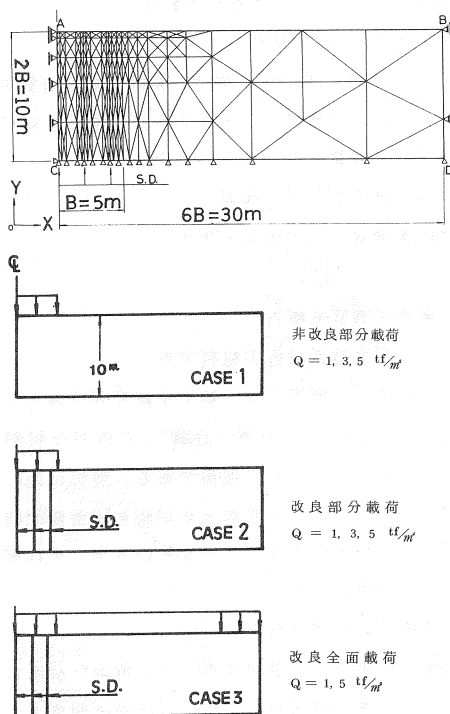


Fig 1 計算ケース

\* 琉球大学工学部土木工学科 助手、 \*\* 広島大学工学部第四類建設構造 助教授、 \*\*\* 中電技術コンサルタント株式会社

2. 解析モデル地盤

2-1 計算モデル

部分改良地盤の圧密変形特性を知るために、次の代表的なる3ケースについて計算することにした。

Case-1 : 非改良地盤に部分載荷された場合

Case-2 : 部分改良地盤に部分載荷された場合

Case-3 : 部分改良地盤に全面載荷された場合

各ケースの改良幅、載荷幅、変位拘束条件、排水境界条件を Fig 1 に示した。改良部分には3本のサンドドレーンが入っているが、このサンドドレーンは剛性がなく完全排水層であるとして計算した。

2-2 モデル地盤の土質特性

Fig 2 は解析モデル地盤の土質特性を示している。このモデル地盤は再調整された福山粘土の三軸圧縮試験、標準圧密試験結果を基に決めたものであり、具体的には以下の方法で決定した。

- ① 地盤は自重による  $K_0$  圧密が完了した正規圧密地盤と仮定する。
- ②  $e - \log P_z$  関係から  $e$  の深度分布を定め、飽和度を 100% として、 $W_n \sim Z$  関係を求める。また  $e - \log P_z$  関係から  $m_v \sim Z$  の関係も定まる。
- ③  $k$  は  $C_v$  一定を仮定して求める。
- ④  $q_u \sim Z$  は、後述する弾塑性非排水変形計算で得られる破壊状態から定める。

なおこれらの関係は、本研究での圧密変形解析に必ずしも必要ではないものも含まれているが、出来るだけ現実に近い問題としてイメージし易いように参考として示すものである。

3. 弾性圧密変形解析

3-1 有限要素解析の材料定数

弾性圧密変形解析では、粘土を線形弾性体として Biot の圧密方程式を解く。従って必要な材料定数は、 $E$ ,  $\nu$ ,  $k$  の3種類である。解析に用いた具体的な値を表1に示す。表1には非排水変形時と圧密変形時(排水変形)の計算で使った値を区別して示しているが、それぞれの定数は、下記のように決定した。

○ 非排水変形の材料定数

非排水変形時(荷重載荷時)は、竹中<sup>8)</sup>が示した初期接線弾性係数  $E$  と一軸圧縮強度の、次に示す関係より決定した。

$$E = 210 \cdot C_u \quad (C_u = \frac{1}{2} q_u) \dots \dots \dots (1)$$

ポアソン比は、非排水条件から  $\nu = 0.49$  とした。

○ 圧密変形の材料定数

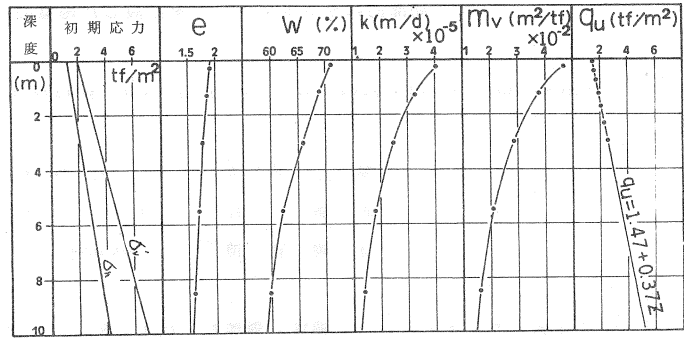


Fig 2 モデル地盤の土質特性

表-1 FEM解析の材料定数(弾性)

深 度 m	非 排 水 時		圧 密 排 水 時		
	E tf/m <sup>2</sup>	$\nu$	E tf/m <sup>2</sup>	$\nu$	K m/d
0-0.5	163.8	0.49	14.6	0.374	$4.1 \times 10^{-5}$
0.5-2	202.7		17.3		$3.3 \times 10^{-5}$
2-4	270.9		22.1		$2.5 \times 10^{-5}$
4-7	368.6		28.4		$1.8 \times 10^{-5}$
7-10	485.1		35.7		$1.4 \times 10^{-5}$

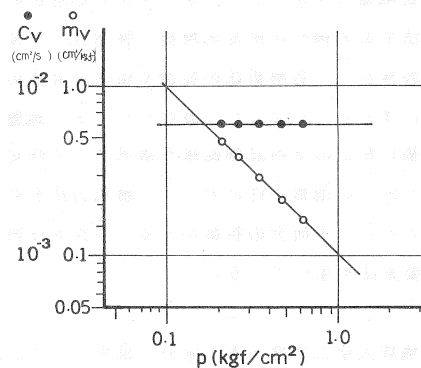


Fig 3  $\log m_v - \log P, \log C_v - \log P$

圧密変形計算におけるEは、次式のmvとの関係式より求めた。

$$E = \frac{1}{m_v} \cdot \frac{(1+\nu) \cdot (1-2\nu)}{(1-\nu)} \quad (2)$$

但しmv値は、Fig 3に示す  $\log m_v \sim \log P_z$  関係図より、 $P_z = P_0 + P_z/2$  に対応するmv値を用いている。 $\Delta P_z$ はOsterberの計算図表から、盛土中心線上の各要素中心深度に対して求めた鉛直応力増分である。ポアソン比は後従する弾塑性圧密変形解析で使ったポアソン比と同値として $\nu = 0.374$ とした。kはCv一定として(Fig 3参照)、 $k = r_w \cdot C_v \cdot m_v$ より計算したものである。

Fig 4はCase-1の場合の要素分割図である。

### 3-2 弾性圧密変形解析の結果

#### (1) 地表面沈下

##### a) 沈下形状

Fig 5は、各ケースでの地表面沈下性状を示すものである。図中のIvoは、沈下の度合を示すもので、盛土中央部の最終沈下量を基準にして次式で表わされる。

$$I_{vo} = \frac{S(x, t)}{S(x=0, t=\infty)} \quad (3)$$

ここで $S(x, t)$ ：時間tにおいて、中心から距離Xmの点における地表面沈下である。t=0は荷重直後の非排水変形を、t=∞は最終変形を示している。

弾性解析では、最終変形状態は応力径路に依存せず、荷重条件によって一義的に決定されるのでCase-1, Case-2の部分荷荷の場合、改良、非改良地盤にかかわらず同一最終沈下となる。またCase-3の全面荷荷の場合においても一様な最終沈下となる。

##### b) 時間～沈下度

Fig 6は、Case-1, Case-2, Case-3に対応する時間～沈下度関係を示すものである。図中のIvは、地表面の沈下に関する圧密度で、(4)式で定義した。

$$I_v = \frac{S(x, t) - S(x, t=0)}{S(x, t=\infty) - S(x, t=0)} \quad (4)$$

ここで、 $S(x, t=0)$ ：中心からの距離Xm

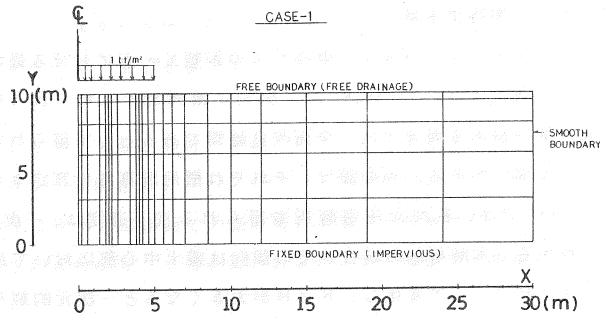


Fig 4 要素分割 (弾性)

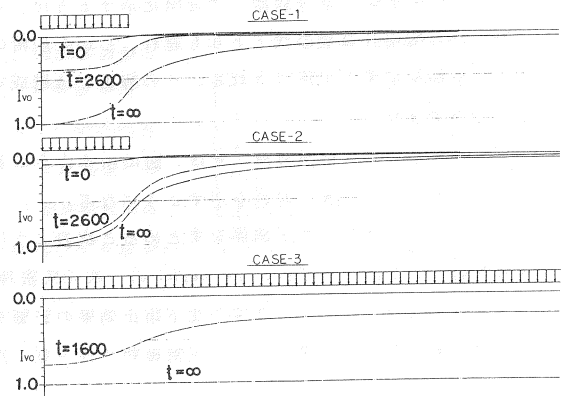


Fig 5 地表面沈下形状 (弾性)

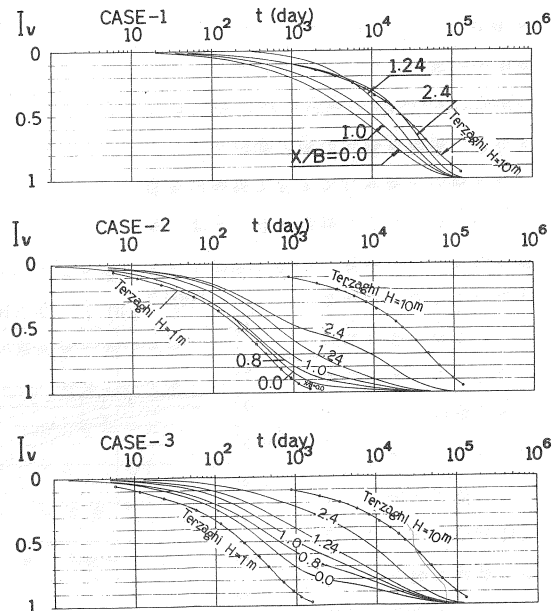


Fig 6 沈下度  $I_v \sim \log T$  関係図 (弾性)

点における即時沈下量

$S(x, t = \infty)$  : 中心からの距離  $X_m$  点における最終沈下量

である。図中には、Terzaghi の一次元圧密理論から得られる沈下曲線も示してある。Case-2, Case-3 のように改良部分がある場合には、全面改良地盤であるとして得られる沈下曲線 (Terzaghi  $H=1m$  は Barron 解に相当) も描いてある。両曲線は、それぞれ慣用計算法で算定される圧密曲線に相当する。

Case-1 では、多次元圧密解析で得られる沈下速度は、一次元圧密理論から得られる沈下速度よりも速くなる事がわかる。本解析例の場合、その傾向は盛土中心部において最も顕著であるが、この傾向は載荷幅と圧密層厚の比  $B/H$  によって変化し、 $B/H$  が大きくなると一次元的載荷に近くなり、中心部では一次元圧密理論から得られるものとの差はなくなるが、この場合でも荷重端部のように、多次元圧密変形が生じる領域では沈下速度が速くなるであろう。

Case-2 (部分改良、部分載荷) では図に示すように、多次元圧密解析から得られる結果は、全面改良があるとして得られる慣用計算法の沈下よりも遅れ、しかも圧密の後期では  $\log t$  に対して直線的な関係を示し、一見二次圧密的挙動を示す点が注目される。この解析では構成式に粘性は取り入れていないので、これはクリープ沈下によるものではない。

Case-3 (部分改良・全面載荷) では、図に示すように多次元圧密解析から得られる改良域の沈下は、Case-2 の場合よりもさらに大きい遅れを示すようになる。

以上の3ケースの時間一沈下関係をまとめると次のようになる。

- ① 部分載荷による沈下速度は、Terzaghi の一次元圧密理論より求まるそれよりも速い。
- ② 部分改良域の沈下は、非改良域の沈下阻止効果の影響を受けて、慣用計算法で算定されるものより遅れ、しかも圧密曲線の形状まで変化させ、圧密後期では一見二次圧密的挙動を示す。

(2) 側方変位

Fig 7 は、各ケースの荷重端あるいは改良端における側方変位挙動を示したものである。

Case-1, Case-2 の部分載荷の場合、まず非排水変形によって一端外側に変形が生じ、その後圧密の進行に伴って内側に変形していく。しかし、Case-2 の場合には、わずかではあるが、一端改良側への最大変位を示した後、非改良側の圧密進行によって外側に変形する。Case-3 ではこの傾向はもっとはっきりと表われる。この場合、

全面載荷であるので即時変形はなく、最初に改良部の圧密が進行するために、改良側に側方変形が生じ、その後非改良部の圧密進行とともに元の位置に戻ってゆく。弾性解析では一様荷重の場合、最終の側方変形はゼロであるから完全に元の鉛直線上に戻る。また変形

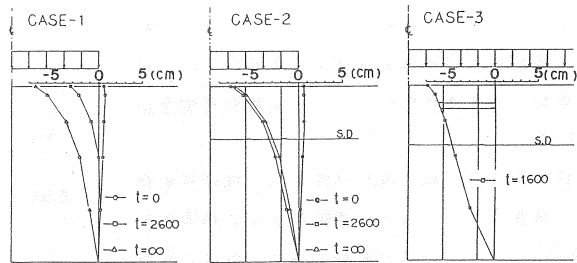


Fig 7 側方変位挙動 (弾性)

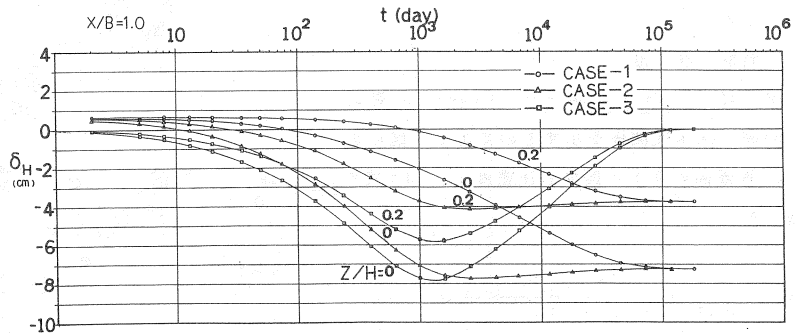


Fig-8  $\delta_H - \log t$  (弾性)

が非改良側へ向う時点においては沈下を生じるものの、体積変化を殆ど伴っていない。  
土の場合、引張り抵抗が殆ど期待できないため、非改良側に変形が進む場合、改良部の境界付近で地表面に引張りクラックが発生することも十分考えられる。

Fig 8は、各ケースでの  $X/B = 1.0$  の位置における側方変位と時間の関係を示したものである。図中の  $Z$  は地表面からの深さ、 $H$  は層厚を示すもので、 $Z/H = 0.0$  は地表面を表わしている。 $\delta_H$  のプラスは非改良側、マイナスは改良側への変位を表わしている。図に示すように、地表面での側方変位挙動も、地盤内部での挙動と同じようである。また Case 2, Case 3 で改良側への変位のピーク点が現われるが、この時期は改良中心に近いほど早い。

#### 4. 弾塑性圧密変形解析

##### 4-1 有限要素解析の弾塑性材料定数

弾塑性圧密変形解析においては粘土を弾塑性体と考え、構成式は修正 Cam-Clay モデルを採用した。解析で用いた具体的な諸定数値を表-2に示す。表中の  $\alpha$  は標準圧密試験における  $\log k \sim \log P_z$  関係の勾配である。弾塑性解析においては、地盤の初期応力状態は計算結果に重大な影響を与える要因となる。本解析例では、地盤は  $K_0$  正規圧密状態にあるものと仮定している。 $\nu'$  と  $K_0$  値は弾性ひずみ成分と塑性ひずみ成分が、それぞれ独立して  $K_0$  条件を満足するものと仮定して、次式から決定した。

表-2 FEM解析の材料定数(弾塑性)

M	1.40	$C_v$	$8.64 \times 10^{-4} \text{m}^2/\text{d}$
$\lambda$	0.291	K	$k_0 \cdot \exp(\alpha e/\lambda)$
$\kappa$	0.0304	$k_0$	$5.62 \times 10^{-8} \text{m}/\text{d}$
$e_0$	1.899	$\alpha$	1
$\nu'$	0.374		

塑性ひずみ成分について 
$$K_0 = \frac{3 - \eta_{K_0}}{3 + 2\eta_{K_0}} \dots\dots\dots (5)$$

弾性ひずみ成分について 
$$K_0 = \frac{\nu'}{1 - \nu'} \dots\dots\dots (6)$$

(5)式と(6)式を等置すれば 
$$\nu' = \frac{3 - \eta_{K_0}}{6 + \eta_{K_0}} \dots\dots\dots (7)$$

$$\eta_{K_0} = \frac{3(1 - K_0)}{1 + 2K_0} = \frac{-3 + \sqrt{9 + 4M^2}}{2} \dots\dots\dots (8)$$

(6)式、(7)式より表中の  $M$  を代入すれば  $\nu'$  と  $K_0$  値が求まる。その結果が表-2に示してある。これらの式は、Schofield & Wroth<sup>9)</sup> が導いた式と同等である。 $K_0$  値と  $M$  あるいは  $\phi'$  との関係を与える式は数多く提案されているが、そのどれを選ぶかは本研究の主題からはずれるのでここでは上式で決めることにした。

##### 4-2 地盤の極限支持力と安全率

弾塑性解析では、塑性変形量は作用する外力の大きさによって変わることが知られている。そこで弾塑性解析では、荷重の大きさによる変形挙動の変化を調べるために  $Q = 1, 3, 5 \text{ tf}/\text{m}^2$  の3種類の荷重強度を作用させた。これらの荷重強度に対する安全率を定めるため、補足計算として非排水変形計算を行ない、荷重～沈下曲線から当モデル地盤の極限支持力を定めた。Fig 9は、非排水変形計算から得られた荷重～沈下曲線であり、図から極限支持力を求めると、 $Q_f = 5.625 \text{ tf}/\text{m}^2$  が得られる。各荷重強度に対する安全率を表-3に示す。表-3中には、円弧すべり計算で得られた安全率も比較のために示している。

表-3 荷重の安全率 F

Q $\text{tf}/\text{m}^2$	極限荷重	円弧すべり
1	5.625	5.214
3	1.875	1.738
5	1.125	1.097

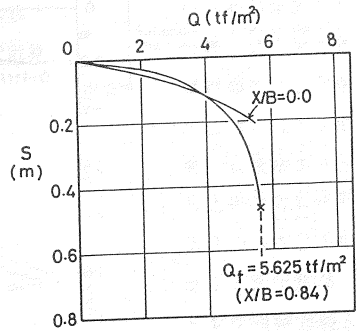


Fig. 9 荷重～沈下 関係図

4-3 弾塑性圧密変形解析結果

(1) 地表面沈下

a) 沈下形状

Fig 10はCase-1, Case-2, Case-3に対応する、 $Q = 5 \text{ tf/m}^2$ のときの地表面沈下形状を示している。Case-3の全面載荷の場合、弾性解析とは若干異なり、沈下は一樣ではないがその程度は非常に小さい。またFig 11は、Case-1とCase-2の圧密終了時における地表面沈下量を比較してみたものである。図に示すように、荷重が小さく、安全率が大きい場合には、両者間の沈下量に差はないが、荷重が大きくなると非改良の場合がやや大きめの沈下を生じている。これは、非改良の場合、圧密の進行が遅いため、土エレメントの経験するストレスパスが限界状態線により近いところを通ることになり、その結果、改良がある場合と比較して塑性せん断ひずみが大きくなるためと考えられる。

弾塑性解析における沈下挙動は、荷重が小さい場合弾性解析結果と良く似ており、弾塑性解析としての特徴は、Fig 10やFig 11に示されるように荷重が大きくなった時に生じるが、その沈下量差は総沈下量に比較するとその割合は小さく、工学的には無視しても良い量であろう。

b) 時間～沈下度

Fig 12は、 $Q = 5 \text{ tf/m}^2$ の場合の各ケースでの時間～沈下度の関係を示すものである。 $I_v \sim \log t$ 関係は定性的には弾性解析で得られた傾向とほぼ同じであった。異なる $Q$ の値についてもほぼ同じ $I_v \sim \log t$ 関係が得られた。

c) 側方変位

Fig 13は各ケースでの荷重端あるいは改良端における側方変位の挙動を示したものである。図に示すように、荷重が小さい場合、深いところでの動きが少ない

事、またCase 3の場合には元には元の位置に戻らない等、弾塑性としての特徴は残っているが、全体として挙動は、弾性解析での結果と良く似ているといえよう。荷重が大きくなると弾性解析では見られない側方変位の

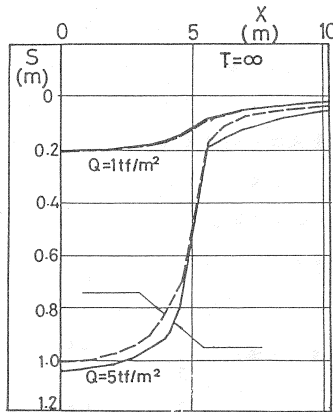


Fig. 11 改良の有無による最終変形量の差

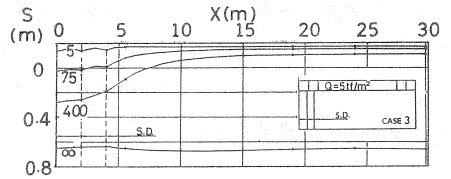
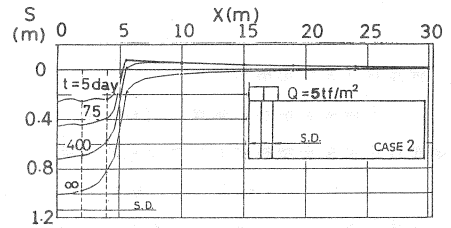
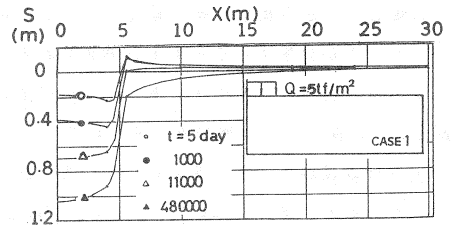


Fig 10 地表面沈下形状 (塑性)

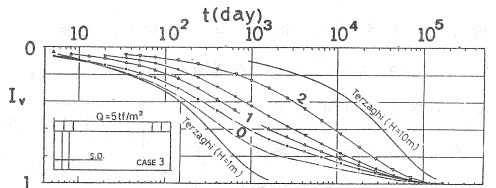
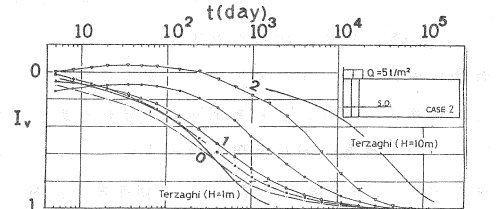
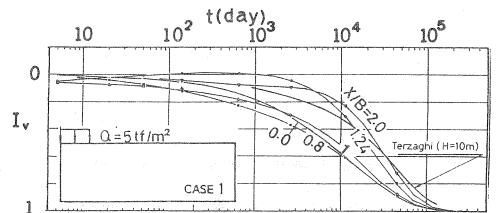


Fig 12 沈下度  $I_v \sim \log T$  関係図 (塑性)

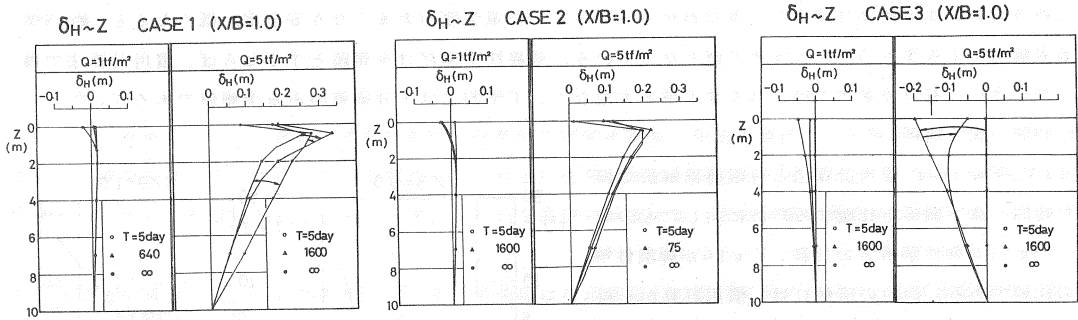


Fig 13 側方変位挙動 (塑性)

挙動がはっきり表われる。Fig 13と Fig 7の Case-1の場合と比較してみると判るように、弾性解析では一方的に内側に變形が進むのに対し、弾塑性解析では深いところでは、時間とともに外側に向けて變形が進行するというパターンとなっている。この事は、非改良部分載荷での弾塑性解析の重要な特徴のひとつである。また Case-3のように全面載荷の場合には、地表面付近だけが一端改良側に變形し、その後非改良側に戻るといった挙動を示し、深いところでは、ほとんど變形が止ってしまっているのが判る。このように荷重強度が大きくて安全率の低い場合には、弾塑性解析による變形挙動の特徴がはっきりと現れている。Fig 14は、 $Q = 5 \text{ tf/m}^2$ の場合の各ケースでの地表面における側方変位と時間の関係を示したものである。載荷完了後の地表面の動きだけに注目すれば、變形の量の大小は別にすると、弾性解析結果と良く似た傾向となっている。

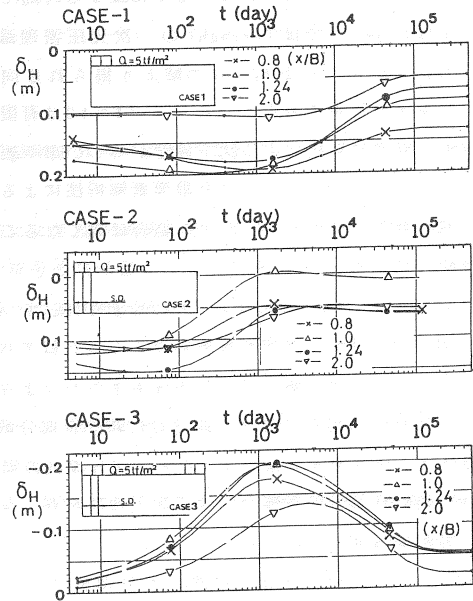


Fig. 14 地表面側方変位挙動 (塑性)

### 5. 慣用計算法との比較

ここでは、弾性圧密變形解析と弾塑性圧密變形解析から得られた沈下について、最終沈下量と時間～沈下関係を慣用法で得られる沈下と比較し、慣用法の適用性について検討する。

#### a) 最終沈下量

表-4は、慣用計算法と、有限要素法で得られた盛土中央部における最終沈下量を一覧表にして示したものである。表中の $S_i$ は非排水變形による沈下量、 $S_f$ は有限要素解析で計算された沈下量で $S_i$ も含んでいる。 $S_c$ は圧密による沈下量で、慣用計算法の場合はmv法で計算したものである。

慣用計算法と弾性解析の結果を比較してみると、20～30%有限要素解析による沈下の方が大きめの値となっている。ところで弾性解析の場合、 $E$ の値はmvが同一の値であるにもかかわらず $\nu$ の値によって異なり、必然的に計算される沈下量も異なる。(2)式からわかるように、 $\nu$ が大きくなると $E$ は小さくなるので、沈下量が大きく計算されることになる。この事は、弾性解析において沈下の量的論議をする場合の問題点の一つであろう。

一方、慣用計算法と弾塑性解析の結果を比較してみると、荷重強度が小さい場

表-4 慣用計算法とFEM解の沈下量比較 (盛土中央部)

慣用計算法 或分層等 値、mv法	Q	$S_c$ (m)		$\nu'$
		$S_i$ (m)	$S_f$ (m)	
1	0.189			
3	0.530			
5	0.745			
case Q				
弾性	1,2	1	0.023 0.270	0.247 0.374
		1	0.023 0.246	0.226 0.333
	3	1	0	0.223 0.223 0.374
		1	0.021 0.206	0.186 0.374
	5	3	0.079 0.622	0.523 0.374
		5	0.175 1.040	0.865 0.374
弾塑性	1	1	0.021 0.210	0.189 0.374
		3	0.079 0.613	0.534 0.374
	5	5	0.175 1.005	0.830 0.374
		1	0	0.246 0.246 0.374
	3	1	0	0.246 0.246 0.374
		5	0	0.849 0.849 0.374

合には両者の計算沈下量はほぼ等しい事がわかる。しかし、荷重強度が大きくなり安全率が低くなると、約15%有限要素解析による沈下の方が大きめの値となっている。最終沈下量だけを問題とするならば、慣用計算法で得られる沈下量は、有限要素法で得られる沈下量と大差なく、工学的には十分価値のある予測値であろう。

b) 時間～沈下関係

Fig 15, Fig 16は、慣用計算法と有限要素解析で得られた時間～沈下関係を比較するために示したものである。Fig 15が弾性解析との比較、Fig 16が弾塑性解析との比較である。図中の横軸Uは、慣用計算から得られる圧密度である。縦軸  $T'/T$  は時間遅れ比であり、 $T'$  は有限要素解析で得られるあるUに達する時間であり、 $T$  はCase-1ではTerzaghiの一次元圧密理論より、Case-2, -3ではBarronの解より得られる同一のUに達する時間である。つまり  $T'/T=1.0$  は有限要素解析と慣用計算法による沈下速度が等しい事を表わしている。また  $T'/T < 1.0$  は有限要素解析法による沈下が速い事を、逆に  $T'/T > 1.0$  の場合は遅くなることを意味している。

Fig 15とFig 16を比較するとわかるように、 $T'/T \sim U$  関係は、弾性・弾塑性解析結果とも良く似ており粘土の応力～ひずみ関係による差はあまりないようである。またこの図を見れば、前述した非改良部分載荷の場合は、沈下速度が速くなること、部分改良の場合には、非改良部分の影響を受けて沈下速度が遅くなること等がはっきりとわかる。

Case-2, Case-3のように部分改良地盤においては、 $U > 80\%$  となると沈下時間の遅れの程度が急激に大きくなるのが注目される。改良端では、さらに大きな沈下時間の遅れが生じ、Case-3の全面載荷の場合では、慣用計算で得られる時間の15倍以上もの遅れが生じる計算となる。

c) 圧密曲線形状について

部分改良地盤で得られる地表面沈下の圧密曲線は圧密後半になるに従って、Terzaghiの一次元圧密論やBarronの放射流圧密論から得られる圧密曲線から遅れるばかりでなく、改良地盤と非改良地盤の相互作用の影響が圧密曲線の形状までも変化させる。この点に関しては、圧密初期にやや異なる程度で弾性、弾塑性による差異は殆どない。この結果から以下の事が推定される。

部分改良した現場での沈下実測値を用いた施工管理で、圧密中の  $C_v = \text{一定}$ 、あるいは  $mv = \text{一定}$  とするTerzaghiの圧密理論やBarronのそれによる慣用の圧密解析を実施すると、クリープのものではない一次元圧密による沈下が未了であるにもかかわらず、圧密後期において圧密完了と判定し残留沈下量を過少に見積る恐れがある。

また、これまで二次圧密として考えられていた部分改良現場での沈下挙動に、周辺地盤との相互作用による圧密遅れによるものが含まれている可能性が多分にある。

このような事から、部分改良地盤における沈下速度を慣用計算法で推定する場合には、圧密後期における沈下遅れを十分考慮し、必要があればFig 15, Fig 16を用いて、慣用計算法から得られる沈下速度の補正等を行うべ

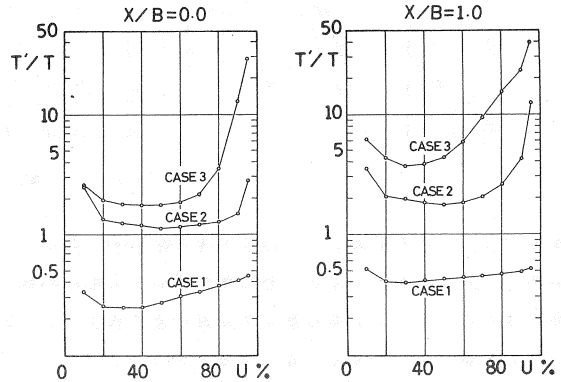


Fig- 15 圧密度 U～沈下時間遅れ比  $T'/T$  (弾性)

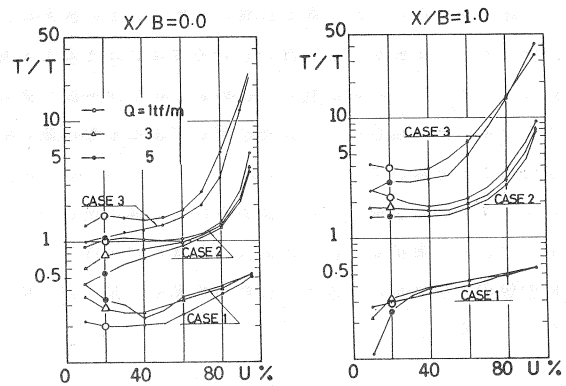


Fig- 16 圧密度 U～沈下時間遅れ比  $T'/T$  (弾性)



きであろう。

## 6. 結 論

同一モデル地盤に対して、弾性圧密変形解析、弾塑性圧密変形解析、慣用計算法による解析を行ない、部分改良地盤の圧密変形特性や、それぞれの計算から得られる圧密変形挙動が明らかとなった。ここでは、弾塑性圧密変形解析より得られた結果が正しいものと考え、これを基準に結論する。その結果を要約すると以下のようになる。

1. 部分改良地盤では、改良部中央における圧密曲線は周辺地盤との相互作用によって、圧密後半部で一見二次圧密的な遅れを生じる。これは、改良部の端部に近いほど、また載荷の範囲が広いほど顕著である。周辺地盤との相互作用による影響は、単に圧密速度を遅らせるのみでなく、圧密曲線の形状まで変える。このことは設計上も、また施工管理上も非常に重要な問題となる。

### 2. 各解析法の適用性

#### (1) 慣用計算法

○沈下量に関しては、有限要素法による多次元圧密変形解析結果よりやや小さめであるが、比較的よく一致する。

○圧密時間に関しては、Case-1のような場合では部分載荷による沈下促進効果が表現されず、多次元解析に比べ遅めの推定をし、また、Case-2やCase-3のような部分改良地盤では非改良域との相互作用による沈下の遅れが考慮できない等の難点があり、時間過程の解析への適用性は低い。

○側方変形の予測に関しては全く無力である。

#### (2) 弾性圧密変形解析

○地表面沈下の時間過程に注目するならば、Case-1・2・3のいずれの場合においても、圧密初期を除いて弾塑性解析とほぼ同一の結果を得ることができる。

○側方変位も含めた圧密変形挙動の予測には、Case-1，Case-2のような部分載荷の地盤では、載荷重強度が小さく安全率が高い場合に、弾塑性解析と殆ど変わらない結果が得られる。また、Case-3のように一次元的荷重に部分改良した地盤には、有力な解析法である。

#### (3) 弾塑性圧密変形解析

○弾塑性圧密変形解析法の特徴は、安全率が低い場合あるいは、改良部と非改良部の境界領域付近の側方変位の変形挙動に顕著に表われる。従ってこの解析は、破壊が問題となる場合や、改良境界付近の圧密変形問題を扱うのに適している。

謝 辞： 本報文の内容は、土質工学会中国支部土質工学研究会の活動による討議、検討の結果をまとめたものであります。当研究会々員の皆様には、絶大なる御協力を頂きました。ここに深く感謝いたします。

## 参 考 文 献

- 1) 楠本千賀志・原久夫・住岡宣博・石田高夫(1980)：圧密沈下計算法のアンケート結果について、第3回土質工学研究会報告書、PP.5~71
- 2) N.B.Shanker, M.V.Ratnam and A.S.Rao (1975)：Three-dimensional Consolidation of a Saturated Clay under Model Footing; Soils and Foundations, Vol.15, No1, PP.88~92
- 3) H.Yamaguchi and Y.Murakami (1976)：Plane Strain Consolidation of a Clay Layer with Finite Thickness, Soils and Foundations, Vol.16, No3, PP.67~79
- 4) H.Yamaguchi and Y.Murakami (1978)：Some Analytical Results of a Plane Strain

Consolidation Problem of a Clay Layer with Finite Thickness , Soils and Foundations , Vol.18, No 1 , PP.98~104

5) M.Shyoji and K.Matamoto (1976) : Consolidation of Embankment Foundation ; Soils and Foundations , Vol. 16 , No 1 , PP. 60~74

6) 柴田徹・富永真生・松岡元・菅理安男(1975) : 有限要素法による軟弱地盤の変形解析、土と基礎、Vol. 23, No 1 , PP. 27~33

7) 関口秀雄・柴田徹(1982)・盛土基礎地盤の側方流動解析上の問題点、土と基礎、Vol.30, No5, PP.47~54

8) 竹中準之介：粘土のサンプリングとその信頼度、日本材料協会関西支部、PP.1~22, 1962

9) Schofield & Wroth : Critical State Soil Mechanics , Mc Grow-Hill publishing company limited, 1962 .