

# 観測的方法による透水係数の推定を組込んだ プレロード工の予測計算の一試案

浅岡 顕\*・中野正樹\*\*・松尾 稔\*\*\*

荷重の大きさを地盤の非排水支持力で正規化できるように弾塑性パラメータを決め、さらに変形履歴(沈下～時間)の観測から透水係数を定めれば、軟弱地盤上の盛土工の多次元弾塑性圧密の有限要素計算は、実務設計にも十分役立ち得る可能性がある。変形履歴は $\rho_0/\rho_f$ ( $\rho_0$ :盛土立上り時の沈下量、 $\rho_f$ :最終沈下量の予測値)で近似的に代表させても十分の精度が期待できる。プレロード工の設計事例でこれを検討、確認した。

**Key Words**: bearing capacity, consolidation, permeability, preloading, settlement

## 1. 序 論

近年、カムクレイモデルや関口・太田モデルなどを組込んだ粘土地盤の多次元弾塑性圧密の有限要素法による計算が著しく普及するようになってきた<sup>1)~3)</sup>。この論文の目的の第1は、このような有限要素法による弾塑性圧密計算を効果的に実務設計に利用するためのいくつかの工夫を、プレロード工の設計を例に取り上げて、検討することにある。目的の第2はもちろん、数値計算事例から得られたプレロード工設計のためのいくつかの指針を取りまとめることにある。

取り上げる設計事例を簡潔に説明する。盛土載荷期間が与えられていて、余盛土(サーチャージ荷重)撤去後に残留沈下を生じないという制約条件のもとで、与えられた高さの盛土工を完成させる問題である。

なぜこのような例題を取り上げるかの理由の説明はそれほど容易ではない。多次元弾塑性圧密の有限要素計算には過大な期待が寄せられがちだからである。このような例題は設計の実務では従来、一次元圧密理論の応用で論じられることが多かった<sup>4)~6)</sup>。しかし一次元の場合には、どれだけ盛土荷重が大きくなっても地盤が壊れることはない。つまり有限幅盛土のプレロード工の設計に一次元圧密モデルを用いると、沈下の計算と、盛土の安定・滑りの計算とは切り離されてしまう。これに反し、多次元弾塑性圧密の有限要素計算は、多次元だからより高い整合性があるはずで圧密沈下と安定問題が切り離されることはないと考えられがちである。しかしこれは必ずしも正しくない。

多次元弾塑性圧密の有限要素計算では、地盤が破壊するところまで載荷するのが概してむずかしく、精度も期待できないのが普通である。弾塑性圧密の計算は、多次元計算とは言え従来の実務計算と同じように、別途用意された支持力の計算と組み合わせられて利用しないと、プレロードによる沈下計算のようなものにする、効果的に設計に利用することは出来ないのである。先に述べた「工夫」の第1はまさにこの点にある。この工夫はつぎの弾塑性パラメータの決定とも不可分に結びついている。

「工夫」の第2は、弾塑性パラメータと透水係数の決め方にある。有限要素法による予測計算が実際とうまく合わない時には、まずパラメータが疑われる。したがって計算手順の中にパラメータの決め方が入っていないと、設計の方法にはならない。弾塑性パラメータの決め方に関しては太田らによる包括的な研究<sup>7)~10)</sup>が知られているが、この論文では新たに2章で著者らによる最近の研究を利用して正規圧密粘土地盤について、この決め方を説明する。決め方の原理は、弾塑性変形は荷重の大きさと荷重経路に依存するので、したがって荷重の大きさを支持力を単位に定義し、変形履歴を観測すれば、荷重経路がわかっているのだから、逆に弾塑性パラメータと透水係数が決まると言うものである。透水係数は荷重経路を有効応力経路に橋渡しする役割を果たすが、その決定に施工中の沈下観測を用いる。

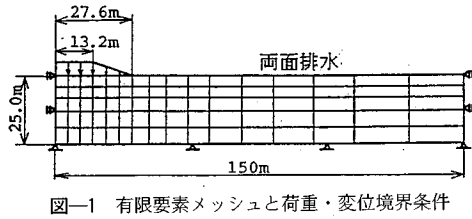
さてプレロード工の設計に関しては、有限要素法による予測計算を設計諸元の決定に有効に利用する意思決定の方法を考えることが重要である。そこでまず3章では、残留沈下を生じないという条件のもとでの、サーチャージ荷重、撤去量、撤去時期、地盤の透水係数等の関係を調べる。4章では、2,3章の結果を応用したプレローディング工法の設計・施工法を、模擬設計の数値計算事例を用いて説明する。

本論文では、弾塑性圧密の有限要素計算は太田・飯塚

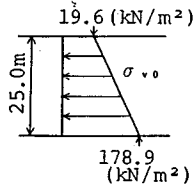
\* 正会員 工博 名古屋大学教授 工学部土木工学科  
(〒464-01 名古屋市中千種区不老町)

\*\* 正会員 工博 名古屋大学助手 工学研究科 地圏環境工学専攻

\*\*\* 正会員 工博 名古屋大学教授 工学研究科 地圏環境工学専攻



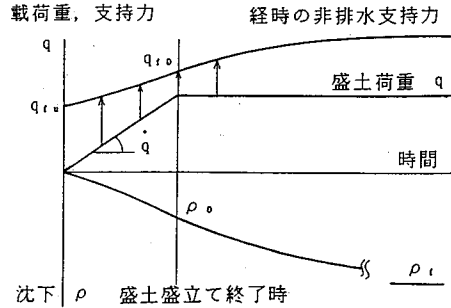
図一 有限要素メッシュと荷重・変位境界条件



図二 地盤の初期応力状態

表一 弾塑性パラメータ

λ (圧縮係)	0.25
κ (膨張係)	0.1304
M (無状態での応力比)	1.2
D (ダイレイタンス係)	0.0378
K <sub>o</sub> (静土圧係)	0.7
ν' (ポアソン比)	0.2
γ <sub>c</sub> (軟体軸圧縮)	16.2 (kN/m³)



図三 荷重履歴と注目するパラメータ

によるプログラム“DACSTAR”を用いる。その詳細は文献11), 12), 13)などに既に説明されている。また粘土地盤の非排水支持力の有限要素法による計算では、浅岡・大塚, 浅岡・小高によるプログラムを利用するが、その詳細はやはり文献14), 15), 16)などですでに説明されている。用いる構成式は両者でともに、関口・太田の非粘性弾塑性モデルである。

## 2. 地盤を代表する透水係数 (mass permeability) の評価と弾塑性パラメータ

### (1) 部分排水効果

正規圧密粘土地盤に盛土のような有限幅の荷重がなされるとき弾塑性的挙動は多次元的であり、荷重がその地盤の支持力を越えていないことがまず重要である。軟弱粘土のときにはこの支持力の最小の評価は非排水条件で得られる(非排水支持力)。さらに飽和粘性土は土～水二相系の材料であるため荷重経路が同じでも、地盤の透水係数  $k$  や荷重速度  $\dot{q}$  によって各土要素における有効応力経路は異なってくる。したがって透水係数  $k$  や荷重速度  $\dot{q}$  によって地盤の変形の仕方や大きさ、圧密後の支持力が影響を受けるが、これは部分排水効果と呼ばれたりする<sup>17), 18)</sup>。実際の盛土の設計では、したがって、非排水支持力の評価とともに透水係数  $k$  の正しい評価も重要になってくる。

さて地盤の変位と荷重の境界条件が与えられると、非排水支持力だけは、弾塑性パラメータと初期応力(の地盤内分布)が決れば透水係数には無関係に定まることに注意する。荷重の大きさはこの非排水支持力を単位に評価するのが適切である。理由はいくつも考えられるが、通常の三軸試験のように応力レベルをその土の強度との相对比较で表しているのと対照して考えればわかりやす

い。地盤は三軸供試体のように均一な応力分布をしない。したがって荷重の大きさは、土の強度ではなくそれを境界値問題として解いたときの限界の荷重(ここでは非排水支持力)を単位にしてしか測ることができない。さらに言えば土の強度は地盤の深さ方向に増加するなど、地盤はもともと強度に関して不均質と考えられる。それで荷重の大きさを、土の強度を単位にして測ることなどはもともと無理なのである。荷重の大きさをどこかの土の強度を代表的にとりあげて、それを単位に測るのであれば、非排水支持力の解析など必要ない。弾塑性圧密解析に先立って非排水支持力の解析が重要であることがこのようにしてわかる。

著者らは文献19)で、種々の大きさの荷重をこの非排水支持力で正規化し、部分排水挙動が荷重の大きさと透水係数でどのように変化するかを系統的に調べた。その主要な結論を数値解析事例を用いてつぎに説明する。

解析条件は図一、2と表一に示した。弾塑性構成モデルは関口・太田モデルである。図一には、地盤を示す有限要素メッシュと解析に必要な境界条件が示されている。この例では地盤の層厚を25mとしている。地盤の上下端は排水条件とし、盛土形状は標準的な道路用盛土の形状で、平面ひずみ条件としている。図二には地盤の初期応力状態、すなわち鉛直有効土被り圧が、表一には地盤の弾塑性パラメータが示されている。このとき図一の地盤、荷重条件のもとでの非排水支持力は  $q_{ru} = 109.2 \text{ kN/m}^2$  である。以上の条件のもとで図三に示す荷重履歴で、荷重の大きさ  $q$ 、透水係数  $k$  を種々変えて圧密変形解析を行う。荷重速度  $\dot{q}$  は、 $1.2 \text{ kN/m}^2/\text{day}$  (10日間で約60cm盛る速度)で一定とした。

注目した部分排水挙動は、支持力および圧密沈下(盛土中央直下)の時間変化だが、支持力の時間変化には説明が要る。図三中の支持力曲線は、その時点で瞬間荷重 ( $\dot{q} \rightarrow \infty$ ) したときの、同じ盛土幅の極限荷重を表している。したがって図中の  $q_{r0}$  (盛土立上がり時の非排水支持力)が盛土荷重  $q$  より大きいことが安定の条件で、たとえば  $q_{ru}/q$  ( $q_{ru}$ : 載荷直前での非排水支持力)が1をわるような大荷重でも施工中の部分排水効果により地盤

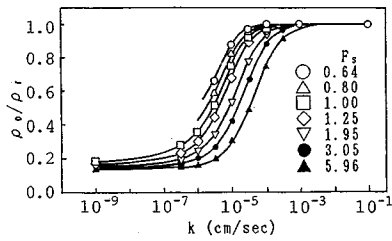


図-4  $\rho_0/\rho_f \sim k \sim F_s$  関係

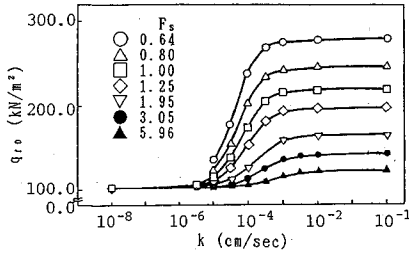


図-5  $q_{ru} \sim k \sim F_s$  関係

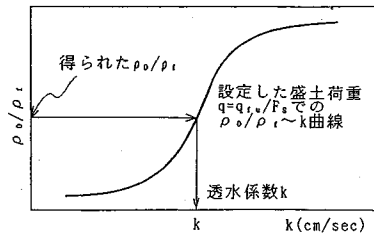


図-6 透水係数の推定

は安定する時がある。つぎに圧密沈下の時間変化(変形履歴)は、ごく単純化して沈下比  $\rho_0/\rho_f$  ( $\rho_0$  は盛土立上がり時の沈下量,  $\rho_f$  は圧密終了時の全沈下量) に代表させて計算結果を整理する。

図-4, 5 はそれぞれ透水係数  $k$  に対する  $\rho_0/\rho_f$ ,  $q_{ru}$  の関係を示している。7本の曲線は7種類の盛土荷重の大きさに対応するが、荷重の大きさは「荷重安全率  $F_s$ 」

$$F_s = q_{ru}/q$$

で表している。

図-4, 5 からつぎのことが読み取れる。

① 層厚が 25 m 程度の地盤においては圧密沈下と支持力の経時変化には地盤の透水係数  $k$  が  $10^{-7} < k < 10^{-4}$  cm/sec のレンジでのみ際だった部分排水効果が現われ、そのレンジをはずすと地盤はほぼ非排水的 ( $k < 10^{-7}$  cm/sec) ないし排水的 ( $k > 10^{-4}$  cm/sec) に挙動する。

② 荷重の大きさが ( $q_{ru}$  を単位にして) 指定されると、このレンジはさらに 1 オーダー狭くなる。そして載荷重が小さいと高い透水係数の範囲で部分排水効果があるが、載荷重が大きいほど低い透水係数において部分排水効果が現われる。

### (2) 地盤を代表する透水係数 (mass permeability)

さて、沈下比  $\rho_0/\rho_f$  は変形履歴を表しているがこれは地盤の有効応力経路に依存する。そして荷重履歴 ( $\dot{q}$  と  $q$ ) が指定されている時はこの有効応力履歴は、地盤の境界条件、弾塑性パラメータのほか透水係数  $k$  に依存して決まる。したがって、もし地盤の弾塑性パラメータ(表-1)が地盤の変位と荷重の境界条件と込みになって非排水支持力  $q_{ru}$  で代表されていると近似的に考えるなら(次節(3)参照)

① 荷重の大きさ  $q$  が  $q_{ru}$  を単位に測れていて、さらに

② 沈下比  $\rho_0/\rho_f$  が現場で観測されていれば、

図-4 に示す  $\rho_0/\rho_f \sim k$  曲線を逆にたどって地盤の透水係数  $k$  が逆に推定できることになる。これをあらためて図-6 に示した。なお、図-4 において、もとの地盤の透水係数が  $10^{-7}$  cm/sec 以下、あるいは  $10^{-3}$  cm/sec 以上の場合には、 $\rho_0/\rho_f$  の測定からは正確な透水係数の逆算が難しいことがわかる。しかし、 $10^{-7}$  cm/sec 以下であれば地盤の挙動はほとんど非排水的であって、正確な透水係数の推定はもはや必要ではない。同じように  $10^{-3}$  cm/sec 以上であれば、地盤の挙動は排水的であって、この場合も正確な透水係数の推定は必要ない。

もちろん図-6 のチャートは、その現場ごとに、境界条件に合わせて求められていなければならない(図-4 をそのまま流用してはいけない)。ここで注意すべきは、非排水支持力  $q_{ru}$  の計算には不要であった排水に関する境界条件が、図-6 の計算には必要なことである。したがって、上記の方法で逆算される透水係数は、あらかじめ想定された排水の境界条件のもとでの地盤を代表する mass permeability<sup>20)</sup> とみなす必要がある。つまりこのようにして得られた透水係数は、これを以後の予測計算に使用する時には、同じ境界条件のもとで用いられる必要がある。たとえば、サンドドレーンが打設された地盤であってもそれを図-1 のような均質な地盤で模擬する時には、得られた透水係数は、このサンドドレーン打設地盤を図-1 の境界条件のもとで代表しているとして、以後の予測計算がなされなければならない。なお、ここでサンドドレーンの例を挙げたが、サンドドレーン打設地盤の圧密の進行が、図-1 のような単純なモデルに置き換えるかどうかはもちろん大いに議論の余地がある。したがって上述の「以後の予測計算」の精度もサンドドレーン打設地盤の場合には、直ちに高精度を期待できるとは言えない。しかしながら著者らの研究<sup>19)</sup>での 1 実事例では、予測計算はほぼ満足できる精度を示した。

### (3) 弾塑性パラメータの決定

弾塑性パラメータの決定は、第一義的には、非排水支持力  $q_{ru}$  を求めるために必要である。著者らは、関口・太田の弾塑性構成式を用いる時には、非排水三軸圧縮・伸張試験による強度を用いて弾塑性パラメータを決めるのが、①  $q_{ru}$ ,  $F_s$  の計算、と② 図-6 による透水係数  $k$

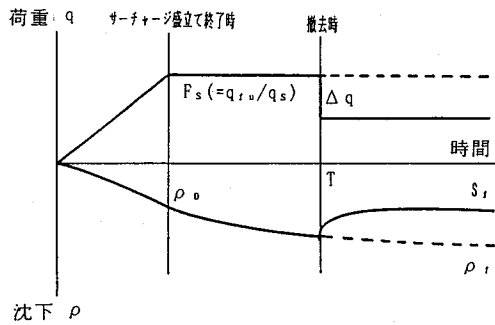


図-7 プレローディング工法の載荷履歴

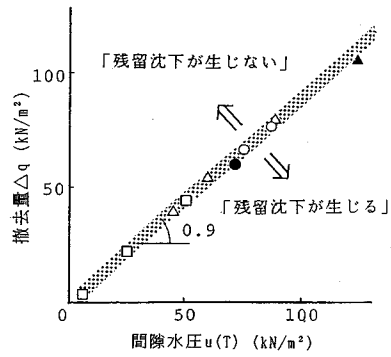


図-8  $\Delta q \sim u(T)$  関係

表-2 各種条件での最適撤去量と間隙水圧の関係

変更条件 ↓	k (cm/sec)	サーチャージ荷重( $F_s$ ) $q_s = q_{ru}/F_s$ $q_{ru} = 109 \text{ kN/m}^2$	T (day)	$\dot{q}$ ( $\text{kN/m}^2/\text{day}$ )	撤去量条件 $\Delta q \geq$ 限界撤去量 ( $\text{kN/m}^2$ )	撤去時の過剰間隙水圧 $u(T)$ (盛土中央直下地盤中央) ( $\text{kN/m}^2$ )	図 8 ↓
T	$1.00 \times 10^{-6}$	1.0	200	1.2	$\Delta q \geq 77.14$	87.65	○
			300		66.67	75.76	○
$q_s(F_s)$	$1.00 \times 10^{-6}$	1.0	191	1.2	79.72	88.58	△
T		2.0	146		54.63	59.38	△
		3.0	161		40.94	44.50	△
k	$1.00 \times 10^{-6}$	1.0	191	1.2	4.65	5.47	□
	$3.16 \times 10^{-6}$				44.73	50.38	□
	$1.00 \times 10^{-6}$				79.72	88.58	□
	$3.16 \times 10^{-6}$		270		22.11	24.57	□
$\dot{q}$	$1.00 \times 10^{-6}$	1.0	202	2.4	60.62	71.32	●
天端、敷幅 を2倍	$1.00 \times 10^{-6}$	1.0 ( $q_{ru} = 153 \text{ kN/m}^2$ )	300	1.2	105.60	124.20	▲

の推定、に整合することを文献 19) で示した。すなわち、圧縮と伸張の二つの情報しかない時に、これを説明する弾塑性パラメータの組は無数通り存在する。しかし、

①常識的な  $K_0$  値 (0.5~0.7) を想定する限り、どの組み合わせのパラメータを用いてもほぼ同じ  $q_{ru}$  が得られ、また、 $q_{ru}$  のわずかな違いは、図-6 から定まる透水係数  $k$  のわずかな違いになって表れるが、しかし、

②この弾塑性パラメータと透水係数の組は、どれもほぼ同じ部分排水挙動を示す (47 ページ下線部参照)<sup>19)</sup>。

以上の弾塑性パラメータ決定の詳細と、これによる近似の程度の実際はプレロード工の設計事例 (4 章) の中でもう一度具体的に説明する。

### 3. プレローディング工法の設計における諸量の関係

プレローディング工法の主な目的は、残留沈下の抑制にある。本章では、どのくらいのサーチャージ荷重 ( $q_s$ ) を、どのくらいの期間放置し ( $T$ )、どのくらい撤去すれば ( $\Delta q$ )、仕上がり高さ  $H$  の盛土を造ることができ、その後「残留沈下が生じない」かを系統的に調べる。文章中の記号は図-7 に示した。

地盤の層厚および初期応力状態、荷重や変位の境界条

件、排水境界条件等の解析条件はすべて 2 章と同じである。解析の荷重履歴は図-7 に示すが、撤去時期  $T$  になったら、 $\Delta q$  だけ荷重を撤去する。撤去後、地盤はリバウンドし、ピークを示すが、「残留沈下が生じない」ことをピーク後沈下が生じないこととしている。荷重撤去後の  $t \rightarrow \infty$  の沈下量は  $S_f$  と書く。サーチャージ荷重の大きさは地盤の非排水支持力  $q_{ru}$  を単位にはかり、荷重安全率  $F_s (F_s = q_{ru}/q_s)$  で表す。なお仕上がり高さ  $H$  は、残留盛土荷重  $q_s - \Delta q$  と  $t \rightarrow \infty$  での  $S_f$  とから求めることができる。

#### (1) 「残留沈下が生じない」ための撤去量の条件

まず「残留沈下が生じない」ためには、撤去量  $\Delta q$  はどのような条件を満足すればよいかについて述べる。ここでは仕上がり高さや、さらには工期などはとくに指定しない。これらは 4 章で扱う。

解析方法は、サーチャージ荷重  $q_s$ 、撤去時期  $T$ 、地盤の透水係数  $k$ 、載荷速度  $\dot{q}$  および盛土形状をいろいろに変化させ、「残留沈下が生じない」撤去量  $\Delta q$  の条件を求めるものである。盛土形状は天端、敷幅をそれぞれ 2 倍にしてその影響を調べた。

その解析結果をまず表-2 に示す。表-2 では「残留沈下が生じない」ための最小限の撤去量  $\Delta q$  (限界撤去

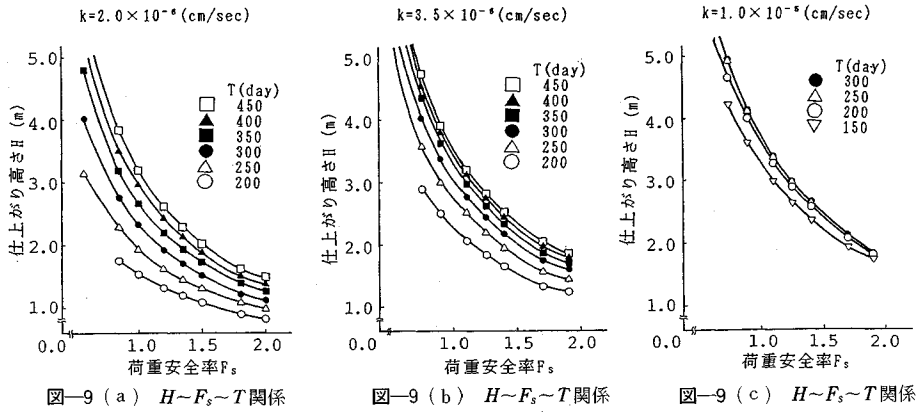


図-9 (a)  $H \sim F_s \sim T$ 関係

図-9 (b)  $H \sim F_s \sim T$ 関係

図-9 (c)  $H \sim F_s \sim T$ 関係

量)を求めている。撤去荷重がこの限界撤去量より大きいときは、残留沈下は伴わずむしろ大きくリバウンドする。サーチャージ荷重のみを変化させると、サーチャージ荷重が大きいくほど限界撤去量は多く、撤去時期だけを変化させると、撤去時期が遅いほど限界撤去量は少ない。また地盤の透水係数の影響も大きく、透水係数が大きいくほど限界撤去量は少ない。このように限界撤去量  $\Delta q$  は、地盤の圧密の進行程度によって変化する。そこでこれら一連の解析を通じ、地盤中に発生する過剰間隙水圧に注目した。その結果、以下に述べる単純な法則を見出した。すなわち荷重撤去直前の盛土直下地盤層厚中央での過剰間隙水圧  $u(T)$  と、限界撤去量  $\Delta q$  との関係が図-8に示すようにほぼ線形関係となり、

$$\Delta q = \alpha \times u(T), \alpha \approx 0.9 \dots \dots \dots (1)$$

と式示することができる。つまりサーチャージ荷重が異なっていたり、地盤の透水係数が異なっても、撤去直前の地盤の過剰間隙水圧分布を測定していれば、その中央部分の90%の荷重を撤去することにより、残留沈下の生じない盛土を造ることができるというものである。このことは、地盤にサーチャージ荷重が盛られると、撤去時期が定まれば、その時の地盤の過剰間隙水圧分布は一つであるので、限界撤去量も自ずと決まり、さらには仕上がり高さも決まってしまうことを意味する。式(1)は、実務で必ずしも過剰間隙水圧分布の測定をせよと主張するものではない。問題を図-1のような均質地盤に置き換えた時、計算機の中で計算されてくる過剰間隙水圧について  $\Delta q$  を式(1)のように定めれば、以後「残留沈下が生じない」計算結果になると主張しているに過ぎない。しかしまた式(1)は、このような有限要素計算を種々のケースについて多数回実施して、限界撤去量  $\Delta q$  を求める時に試行錯誤計算を減らすのに大いに役に立つ指針となるので有用である。

なお、式(1)の  $\alpha \approx 0.9$  の値そのものは表-1の弾塑性パラメータのもとで与えられたもので、どのような地盤からも  $\alpha \approx 0.9$  であると述べているわけではないの

で注意する。

## (2) 仕上がり高さ $H$

「残留沈下が生じない」盛土の仕上がり高さは、地盤の透水係数、サーチャージ荷重、撤去時期の違いによってどう変化するかを次に調べる。解析条件は、地盤の透水係数  $k$  を  $k = 2.0 \times 10^{-6}$ ,  $3.5 \times 10^{-6}$ ,  $1.0 \times 10^{-5}$  cm/sec の3種類に変化させ、サーチャージ荷重を荷重安全率  $F_s (F_s = q_{ru}/q_s)$  で示し、 $F_s = 0.85 \sim 2.00$  の7種類に設定した。そして撤去時期を  $T = 200 \sim 450$  日として限界撤去量を用いて「残留沈下が生じない」盛土を造り、その時の仕上がり高さを求めた。解析結果を地盤の透水係数ごとにまとめ、図-9(a)~(c)に示す。撤去時期が同じときはサーチャージ荷重が大きいくほど仕上がり高さは高くなる。またサーチャージ荷重が同じ場合は、撤去時期が長いほど仕上がり高さは高くなる。表-3には、3つの透水係数に対し、 $F_s = 1.00$  のサーチャージ荷重のときの撤去時期、撤去量そして仕上がり高さの関係を示す。撤去時期が同じ場合、透水係数が大きいくほど撤去量は少なく、仕上がり高さは高くなる。このようにして地盤を代表する透水係数の推定が重要であることがわかる。

## 4. プレローディング工法の模擬設計

この章では、2, 3章で得られた結果を用いて行うプレローディング工法の設計・施工法を説明する。つまり、サーチャージ荷重載荷後、沈下観測により地盤全体を代表する透水係数  $k$  を評価して、最適設計案を立て直すというものである。沈下を計測(モニター)して、最適設計案を決定(ディシジョン)することから、この設計法を「モニタードディシジョン<sup>21), 22)</sup>」と呼ぶ。ここでは、数値解析によるプレローディング工法の模擬設計を行い、この設計法を説明する。なお模擬設計においては、実際の地盤の変形挙動とは、自然地盤のものとしての弾塑性パラメータと透水係数を用い弾塑性圧密計算を行って計算機の中で得られた変形挙動のことをいう。一方設

表—3  $F_s=1.0$  の各透水係数における撤去時期, 限界撤去量および仕上がりが高さの関係

(a) $k=2.0 \times 10^{-6}$			(b) $k=3.5 \times 10^{-6}$			(c) $k=1.0 \times 10^{-5}$		
撤去時間 (T)	$\Delta q(\text{kN/m}^2)$	H(m)	撤去時間 (T)	$\Delta q(\text{kN/m}^2)$	H(m)	撤去時間 (T)	$\Delta q(\text{kN/m}^2)$	H(m)
200	63.2	1.54	200	39.6	2.46	200	4.1	3.99
300	41.8	2.33	300	16.7	3.38	300	0.4	4.14
400	25.9	2.97	400	6.9	3.79	400	—	—

表—4 自然地盤の弾塑性パラメータおよび透水係数

$\lambda$	0.25	D	0.0378
$\kappa$	0.1304	$K_0$	0.70
$M$	1.2	$e$	1.64
$\nu$	0.2	$k(\text{cm/sec})$	$4.2 \times 10^{-6}$
$\gamma_t (\text{kN/m}^3)$	16.2		
(非排水支持力 $q_{fu}=109.2\text{kN/m}^2$ )			

表—5 土質調査結果

サンプリング深さ (m)	13
物理的試験 $\gamma_t$ ( $\text{tf/m}^3$ )	1.65
標準圧密試験 $\sigma'_{v0}$ ( $\text{kgf/cm}^2$ )	1.05
$e_0$	1.64
$\lambda$	0.25
非排水三軸試験 ( $p'_i = 0.8, q_i = 0.6\text{kgf/cm}^2$ )	
$c_{uc}$ ( $\text{kgf/cm}^2$ )	0.299
$c_{ue}$ ( $\text{kgf/cm}^2$ )	0.222

計者はこの真のパラメータや透水係数を知ることができない。このような条件のもとで設計者は土質調査と施工中の観測を用いて設計条件を満足する盛土を造るのである。ここで設計者の知らない値は弾塑性パラメータと透水係数のみで、地盤の境界条件や荷重条件などは、実際の地盤と設計で単純化される地盤とで同じとする。

(1) 設計条件

層厚が約 25 m であり、地下水位が地表面にある軟弱地盤上に天端が 26.4 m、敷幅 55.2 m、高さ 1.8 m の道路用盛土を造るものとする。工期  $T$  は 270 日とし、盛土の荷重速度は  $\dot{q} = 1.2 \text{ kN/m}^2/\text{day}$  (盛土高さ約 40 cm/week) とする。ここで仕上がりが高さ 1.8 m というのは、撤去後の盛土荷重  $q$  の高さ  $H(q)$  から最終沈下量  $S_f$  を減じた高さが 1.8 m ということである。供用開始後、盛土が残留沈下を生じることは相当の損失を伴うので、制約条件として「供用開始後残留沈下は生じない」とこととする。盛土の単位体積重量  $\gamma_t$  は  $20.09 \text{ kN/m}^3$  であり、この値により盛土高さが算定できる。また沈下した部分は地下水位以下に水没したものと考え  $\gamma = 10.29 \text{ kN/m}^3$  とした。そして、自然地盤の弾塑性パラメータ、透水係数は表—4 のようであり、これは先にも述べたように設計者が知ることのできない真値である。

(2) 土質調査と弾塑性パラメータの決定

設計の第一段階として、土質調査を実施して地盤の弾塑性パラメータの決定と、地盤の境界条件や荷重条件の単純化を行う。まず弾塑性パラメータを決定するため、サンプリングした供試体の土質試験を行う。土質試験は物理的試験と力学的試験として標準圧密試験と非排水三軸圧縮・伸張試験がなされ、その結果をまとめて表—5 に示す。この調査結果は表—4 および図—2 に整合するものである。関口・太田モデルによれば、非排水三軸圧縮および伸張強度は以下の強度式で示される。

$$\frac{c_{uc}}{p'_i} = \left(\frac{p'_i}{p'_i}\right)^A \frac{M}{2} \exp\left(\frac{\lambda}{M} \eta'_0 - A\right) \dots \dots \dots (2)$$

$$\frac{c_{ue}}{p'_i} = \left(\frac{p'_i}{p'_i}\right)^A \frac{M}{2} \exp\left(-\frac{\lambda}{M} \eta'_0 - A\right) \dots \dots \dots (3)$$

ここに

$$\left. \begin{aligned} A &= 1 - \kappa/\lambda \\ \eta'_0 &= 3(1 - K_0)/(1 + 2K_0) \\ p'_i &= (1 + 2K_0)\sigma'_{v0}/3 \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (4)$$

である。また  $p'_i$  は、三軸試験装置で非排水荷重を行う直前の試料の平均有効応力である。したがって式 (2)、式 (3) の右辺第一項の  $p'_i/p'_i$  は試験室における試料の過圧密比を表す。このような試験で得られる  $c_{uc}$  (圧縮強度)、 $c_{ue}$  (伸張強度) は、直ちに円弧すべり解析などに用いる強度ではないことに注意する。ここでは弾塑性パラメータさえ決まればよいのである。式 (2)、(3) で説明される試験で得られる非排水三軸圧縮・伸張強度を合わせるように定められた弾塑性パラメータの組は、式 (4) をみればわかるように  $K_0$  の関数として表される。つまり仮定する  $K_0$  値の数だけパラメータの組が定まるのである。設計に用いるパラメータの組として  $K_0 = 0.65$  を挙げ、表—6 に示す。以後このパラメータの組により設計案を立てる。次に、表—5 の土質調査結果より地盤の初期有効土被り圧分布を図—2 のように単純化し、さらに荷重条件および地盤の変位・排水の境界条件の単純化を図—1 のようである。

以上より剛塑性有限要素法 (RPFEM) を用いて水～土骨格連成極限つり合い解析を行うと、地盤の非排水支持力  $q_{fu}$  を計算することができ、その結果  $q_{fu} = 112.5 \text{ kN/m}^2$  となった。真の  $q_{fu}$  は  $109.2 \text{ kN/m}^2$  である (2章 (3) ①参照)。

(3) 事前設計

事前設計案を立てる際、地盤の透水係数  $k$  は地盤の変形挙動に最も影響する要素であるにもかかわらず、盛土を荷重してはじめて定まる値であることに注意する。つまり  $k$  が不確かな状態でサーチャージ荷重を設定し

表一六 事前設計に用いた弾塑性パラメータ

$\lambda$	0.25	D	0.0310
$\kappa$	0.1575	$\gamma_t$ (kN/m <sup>3</sup> )	16.2
M	1.17	$K_0$	0.65
$\nu$	0.18		
(非排水支持力の予測値 $q_{fu}=112.5\text{kN/m}^2$ )			

表一八 損失関係

	$a_1$	$a_2$	$a_3$
$\theta_1$	3	8	11
$\theta_2$	6	2	9
$\theta_3$	7	4	1
$\sum \xi(\theta_i)L(\theta_i, a_j)$	5.3	4.7	7.0
$(\xi(\theta_i)=1/3, i=1,2,3)$			

表一七 設定した  $\theta_i$  に対する最適設計案  $a_i$

$\theta$	$\theta_1$	$\theta_2$	$\theta_3$
k(cm/sec)	$(2.0 \times 10^{-6})$	$(3.5 \times 10^{-6})$	$(1.0 \times 10^{-5})$
action	$a_1$	$a_2$	$a_3$
$q_s$ (kN/m <sup>2</sup> )	97.0	67.8	52.1
$F_s$	1.16	1.66	2.16
限界撤去量			
$\Delta q$ (kN/m <sup>2</sup> )	41.0	14.2	0.6
撤去時期 T(day)	270	270	270
q (kN/m <sup>2</sup> )	56.0	53.6	51.5

なければならないのである。そこで透水係数  $k$  をある可能な範囲で想定し、それぞれ最適となる設計代替案を立てる。ここでは透水係数  $k$  の範囲を  $10^{-6} \sim 10^{-5}$  cm/sec であるとし  $\theta_1 \sim \theta_3$  を選んだ。記号  $\theta$  は数理統計学で言う自然状態を表す。そしてこれらに対する残留沈下の生じないそして盛土高さが 1.8 m となる最適なサーチャージの量  $q_s$  及び撤去量  $\Delta q$  を、3章で求めたように式(1)を使って求め、それを  $a_1 \sim a_3$  とし表一七に示す(ここに  $a$  とは設計者の action を表す記号)。

(4) 意思決定

(3) で求めた  $a_1 \sim a_3$  のうちどれを採用するかは、ベイズの考え方、ミニ・マックス基準、ラプラス基準などの意思決定理論が用いられる。そのため、表一八に示すような損失関数  $L(\theta_i, a_j)$  の値を与えた。これらの数値の意味は以下のようなものである。

$L(\theta_i, a_j) i > j$ : サーチャージの掛けすぎによる撤去量の増大等の損失。

$L(\theta_i, a_j) i = j$ : 地盤の状態を正しく想定できた場合に相当し、損失関数の値は建設費だけに関わることになる。

$L(\theta_i, a_j) i < j$ : サーチャージの不足による追加盛土などに伴う損失。

さて、表一八のような損失関数の値のもとでは、ベイズの考え方(期待損失=リスク最小基準)では、たとえば出現確率  $\xi(\theta_i)=1/3, i=1, 2, 3$  のとき  $a_2$  が設計案として採用される。また、最悪条件を想定するミニ・マックス基準では、 $a_1$  が採用される。一方最も都合のよい自然状態を想定するラプラス基準では、 $a_3$  が採用される(もともとこの例題の数値は、それぞれの決定基準で異なる action が採用されるように仕組まれている)。3つの action  $a_1, a_2, a_3$  は上に述べたような意味をもっているが、次に  $L(\theta_1, a_3)$  や  $L(\theta_3, a_1)$  の値がとてつもなく大きくないのは、このような事前設計の失敗が、施工中の観測による設計変更で十分カバーされることを示している。もしこのような事前設計の失敗が取り返しので

かない損失 ( $L(\theta_i, a_j) \rightarrow \infty$ ) を伴うときには、設計の重点は自然状態  $\theta$  の推定というよりは、そのとてつもなく大きい損失関数の値の正しい計量に移ってしまう。たとえば、残留沈下が生じてしまったために起こる損失や、工期遅れが他に及ぼす影響などがこれにあたる。施工中の観測による設計変更で事前設計の失敗がカバーされるときにのみ、損失関数は、その工事の余分の段取り費用や手戻り費用などで簡単に積算されるのである。

(5) モニターディシジョン<sup>21),22)</sup>

ここでは  $a_2$  が選択されたものとして詳細を説明していく。まず action が決定した時点で  $\rho_0/\rho_f \sim k$  曲線(図一六)を準備する。つまり  $a_2$  に応じたサーチャージ荷重  $q_s$  が  $q_s = 67.8 \text{ kN/m}^2$  であり、非排水支持力は  $q_{fu} = 112.5 \text{ kN/m}^2$  であるため、荷重安全率は  $F_s = 112.5/67.8 = 1.66$  となる。この荷重のもとで地盤の透水係数  $k$  を変化させ、表一六の弾塑性パラメータを使って、弾塑性圧密変形解析を行うことにより図一六の  $\rho_0/\rho_f \sim k$  曲線を準備することができる。これを図一11に示す。

さて、選択した設計案  $a_2$  にしたがって施工が開始される。サーチャージ荷重は  $67.8 \text{ kN/m}^2$  だから載荷速度  $\dot{q} = 1.2 \text{ kN/m}^2/\text{day}$  のとき、56日で立ち上がる。なおこの模擬設計では、サーチャージ荷重の載荷による実際の沈下等は、計算機上で弾塑性パラメータおよび透水係数(表一四)を用いて別途計算されるが、設計者はこの値を施工中沈下計測し、サーチャージ荷重盛立て終了時の沈下量  $\rho_0$  は  $0.792 \text{ m}$  であることを知る。サーチャージ荷重放置後もしばらく沈下観測を継続するが、種々の方法により最終沈下量を予測することができる。ここでは  $\Delta t = 10$  日の等時間間隔で100日間観測を継続し、図一10に示すように最終沈下量  $\rho_f$  を予測した。すなわち、 $\rho_f = 1.69 \text{ m}$  が得られた。そうすれば、沈下比  $\rho_0/\rho_f = 0.47$  が求められ、図一11に示すように  $\rho_0/\rho_f \sim k$  曲線より地盤全体を代表する透水係数  $k$  を求めることができる。図一11を利用して新たに得られた透水係数  $k$  は  $k = 4.89 \times 10^{-6} \text{ cm/sec}$  となった。この値は、実際の透水係数よりは16%ほど大きい。観測から得られた透水係数  $k$  は、事前設計で仮定した透水係数  $k(\theta_2)$  のことは異なるので、事前設計での  $a_2$  を変更し、最適設計案を立て直す。この場合、再度多次元弾塑性圧密解析を行うことで、 $k = 4.89 \times 10^{-6} \text{ cm/sec}$  および  $F_s = 1.66$  の条件で仕上がり高さ  $H \sim$  撤去時間  $T$  関係を作成することが

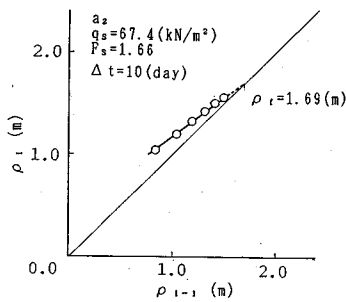


図-10 最終沈下予測のための差分図 (a<sub>2</sub>)

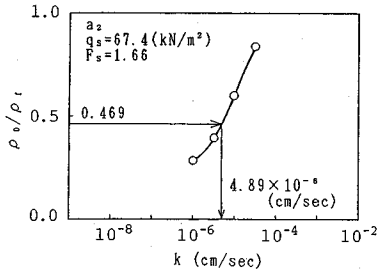


図-11  $\rho_0/\rho_f \sim k$  図 (a<sub>2</sub>)

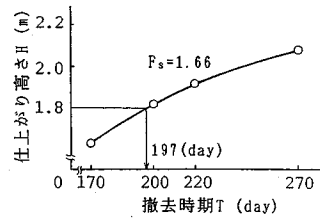


図-12 H~T 図 (a<sub>2</sub>)

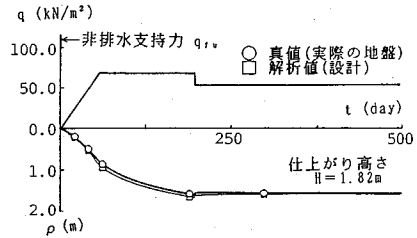


図-13 荷重履歴と沈下挙動

表-9 モニタードディシジョンによる変更事項

盛土荷重 $q_s$ (kN/m <sup>2</sup> )	67.8	
撤去荷重 $\Delta q$ (kN/m <sup>2</sup> )	14.2	⇒ 14.7
残留荷重 $q$ (kN/m <sup>2</sup> )	53.6	⇒ 53.1
工期日程 $T$ (day)	270	⇒ 197

できる (図-12)。これは、図-9の計算でサーチャージ荷重 (図の横軸) 一定のときの仕上がり高さ  $H$  と撤去時期  $T$  をプロットし直すことに対応するが、この図そのものは、先に挙げた式 (1) を圧密計算に適用してごく容易に作ることに注意する。

この図より、現在までの荷重過程で仕上り高さを  $H = 1.8$  m にするためには  $T = 197$  日で除去すればよいことがわかる。残留沈下は生じないのだから、 $T = 197$  日では仕上り高さが  $1.8$  m になるように撤去すればよい。この  $T = 197$  日を越えてから撤去しても残留沈下は生じず、 $H = 1.8$  m にすることはできるが、撤去量が多くなってしまう (49 ページ下線部参照)。実際に  $T = 197$  日で、 $\Delta q = 14.7$  kN/m<sup>2</sup> を除荷した時のそれまでの沈下曲線と予測値との比較を示したものが図-13である。この図で  $T = 197$  日目以降は、真の沈下挙動 (計算値) のみを示しているが、実際なんの残留沈下も生じていない。仕上がり高さもほぼ  $1.8$  m におさまっている。以上の設計変更の内容を表-9 に示す。

図-13 で盛土立ち上がり時から荷重撤去時までの解析値と真値の2本の曲線の違いが、真の弾塑性パラメータ、透水係数と設計でのそれらパラメータ、透水係数との違いの影響を表している。2章で述べたパラメータ決定の方法が、大きな間違いを生じないことは、これら2本の曲線の乖離の少ないことと、197日目以降に残留沈下を生じてない挙動とから確かめることができる (2章 (3) ②参照)。

代替案  $a_1, a_3$  が設計案として選択された場合につい

ても同様の手順に従うことにより、設計目的を達成することが可能となった。施工が開始され沈下計測よりサーチャージ荷重施工終了時の沈下量  $\rho_0$  は  $a_1$  が  $1.45$  m、 $a_3$  が  $0.537$  m であった。さらに最終沈下量  $\rho_f$  は、図-14、図-15 に示す差分図を用い、 $a_1$  のときは  $2.53$  m、 $a_3$  のときは  $1.53$  m のように予測された。沈下計測時間はそれぞれ  $100$  日であった。こうして沈下比  $\rho_0/\rho_f$  は  $a_1$  が  $0.53$ 、 $a_3$  が  $0.35$  となり、あらかじめ準備した  $\rho_0/\rho_f \sim k$  曲線 (図-16、図-17) からそれぞれ地盤の透水係数を推定できる。こうして透水係数  $k$  は、 $a_1$  のとき  $4.07 \times 10^{-6}$  cm/sec、 $a_3$  のとき  $3.76 \times 10^{-6}$  cm/sec となる。設計で同じ弾塑性パラメータを使っていたのだから、2章の論理に従えば  $a_1$  でも  $a_2, a_3$  でもすべて同じ透水係数  $k$  が逆算されるはずのものであった。しかし実際は  $a_1$  から  $a_3$  の間で  $(4.9 \sim 3.8) \times 10^{-6}$  cm/sec だけのばらつきが発生しており、これは表-4 と表-6 の弾塑性パラメータの違いに由来する。また最終沈下量  $\rho_f$  の予測が狂っていれば沈下比に影響しやはり透水係数にばらつきが生じる。 $(4.9 \sim 3.8) \times 10^{-6}$  cm/sec のばらつきにはこの影響も含まれている。

さて、代替案  $a_1, a_3$  が設計案として採択された場合でも、観測によって更新された透水係数を用いれば、以後の設計変更を行うことができる。図-18, 19 にその例を示す。

表-7 にすでに示したように  $a_1$  は、透水係数を低く仮定したのでサーチャージ荷重を多く盛りすぎて、そのままでは仕上がり高さが高くなってしまふ。 $a_3$  は、透



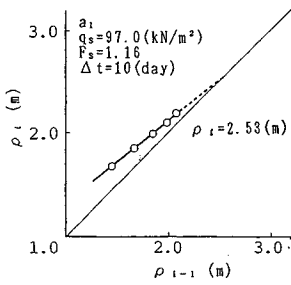


図-14 最終沈下予測のための差分図 ( $a_1$ )

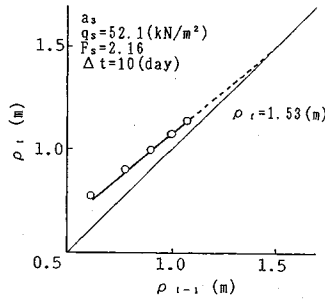


図-15 最終沈下予測のための差分図 ( $a_3$ )

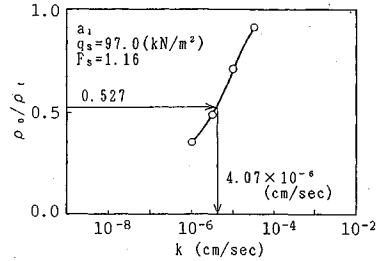


図-16  $\rho_0/\rho_i \sim k$  図 ( $a_1$ )

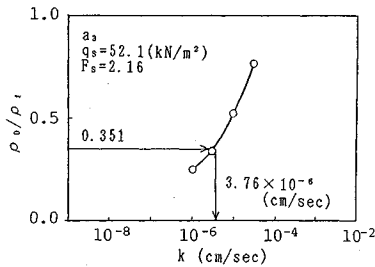


図-17  $\rho_0/\rho_i \sim k$  図 ( $a_3$ )

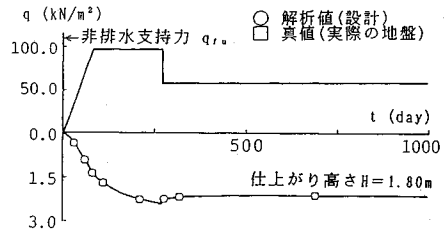


図-18 荷重履歴と沈下挙動 ( $a_1$ )

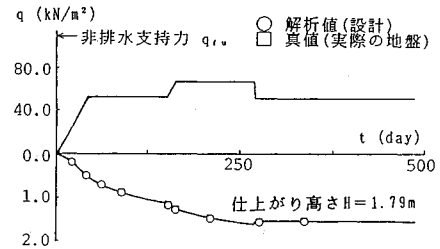


図-19 荷重履歴と沈下挙動 ( $a_3$ )

水係数を高く仮定したのでサーチ荷重が少なすぎ、仕上がり高さが低くなってしまふ。そこで  $a_1$  のときは、図-18 に示すように撤去量を多くする、また  $a_3$  のときは、図-19 に示すように追加盛土を行うというのがモニターディシジョンの内容になっている。そして両者とも仕上がり高さ  $H$  を 1.8 m にすることができている。図-18, 19 で荷重履歴  $q \sim t$  は、未知の弾塑性パラメータと透水係数を前にして、我々技術者が決めたものである。一方これらの図で沈下～時間関係 ( $\rho \sim t$ ) は、真の挙動を示している。いずれも十分な精度で仕上がり高さ  $H=1.8$  m が確保されていて、残留沈下は生じていない。モニターディシジョンの有効性と 2 章のパラメータ決定の精度は、このプレロードの設計事例では、十分満足できるものであったことがわかる。

### 5. 結論および課題

地盤の弾塑性パラメータ、透水係数の評価に関しては、以下の結論ないし提案を得た。

① 軟弱地盤上の盛土工の場合、荷重履歴（荷重の大きさ・形と荷重速度）を指定すれば、地盤の透水係数と「沈下比」 $\rho_0/\rho_i$ の間には、ある限られた狭い透水係数の範囲で 1 対 1 の関係が見出せる。この範囲内での透水係数の増加による沈下比の増大は、部分排水効果による。部分排水効果が見られる透水係数の範囲は、荷重の大きさがこれを決める。

② 透水係数と沈下比の 1 対 1 の関係は弾塑性圧密計算によって推定される。これを用いて地盤の透水係数を

逆算したときは、得られた透水係数は圧密計算で用いた地盤の荷重と変位および排水に関する境界条件のもとでその地盤を代表すると考えて、以後の予測計算に用いることができる。

③ ②の計算のための弾塑性パラメータの決定は、その地盤の非排水支持力の正しい評価ができるように、非排水強度試験に基づいてなされるように提案する。①でいう荷重の大きさは、これを非排水支持力を単位にして評価するのが妥当だからである。

上記①～③の沈下観測から透水係数を求める方法を、プレロード工の設計に適用した模擬設計例を検討した。この検討を通じて、以下の結論ないし提案を得た。

④ 多次元弾塑性圧密計算によれば、残留沈下が生じない限界の撤去荷重は地盤中央の過剰間隙水圧と、式 (1) のような一意的な関係がある。

⑤ 施工過程の初期の沈下観測から透水係数を推定し直すプレロード工のモニターディシジョンによって、以後の盛土挙動の予測を十分に正確に行うことができる。

以上で用いるプレロード設計の原理は、地盤内に過圧密領域をつくり地盤の膨潤を圧縮よりも卓越させる点にある。しかしこの原理は長期にわたるクリープ的な圧縮を無視している点で設計上危険側にあるといつてよい。残留沈下が生じないという言葉に「 $\sigma_c$ 」をつけたのはこの理由による。Bjerrum<sup>23)</sup>の長期圧縮の予測によつても明らかのように、地盤の過圧密領域はその大きさもまた過圧密比もこの論文の計算よりさらに大きくとるのが、残留沈下対策上いっそう有効になることは明らかである。すなわち限界撤去量ぎりぎりの設計は危険側にある。しかしこの定量的な検討はこの論文の視野を越えている。

#### 参 考 文 献

- 1) たとえば、土質工学会：第35回土質工学シンポジウム平成2年度発表論文集，1990など。
- 2) 柴田徹・関口秀雄：軟弱地盤の側方流動，土木学会論文報告集，No.382/Ⅲ-7，pp.1~14，1987。
- 3) 鈴木音彦：盛土による軟弱粘性地盤の側方流動に関する研究，土木学会論文報告集，No.382/Ⅲ-7，pp.15~34，1987。
- 4) Stanley, J.J. : Precompression for improving foundation soils, Proc. of ASCE, Vol.96, No.SM1, pp.111~144, Jan. 1970.
- 5) 金谷嘉久・松尾稔：碧南火力発電所貯炭場建設のための地盤改良試験工事，土木学会論文集，No.421/Ⅵ-13，pp.115~124，1990。
- 6) 金谷嘉久・玉木勝平・安藤裕・永井修三：碧南火力発電所貯炭機基礎の建設，土と基礎，Vol.39, No.10, pp.23~29, 1991。
- 7) Iizuka, A. and Ohta, H. : A determination procedure of input parameters in elasto-viscoplastic finite element analysis, Soils and Foundations, Vol.27, No.3, pp.71~87, 1987。
- 8) 太田秀樹・飯塚敦・良峰透：正規圧密粘土の変形係数、土木学会第39回年次学術講演会講演概要集第3部，Ⅲ-104，pp.207~208，1984。
- 9) 太田秀樹ほか：締固め土の弾塑性構成パラメータ，第21回土質工学研究発表会，pp.1753~1756，1986。
- 10) 太田秀樹・深川良一・西原晃：原位置試験による変形・強度定数の決定と設計への適用性，土木学会論文報告集，No.346/Ⅲ-1，pp.77~86，1984。
- 11) Ohta, H. and Iizuka, A. : DACSAR FEM Program Manual, Dept. of Civil Engineering, Kyoto University, p.34, 1983.
- 12) 飯塚敦：軟弱地盤の変形・安定解析に関する基礎的研究，京大工学学位論文，p.250，1988。
- 13) 7) など
- 14) Tamura, T., Kobayashi, S. and Sumi, T. : Limit analysis of soil structure by rigid plastic finite element method, Soils and Foundations, Vol.24, No.1, pp.34~42, 1984.
- 15) Asaoka, A. and Ohtsuka, S. : Coupling analyses of limiting equilibrium state for normally consolidated and lightly overconsolidated soils, Soils and Foundations, Vol.30, No.3, pp.109~123, 1990.
- 16) Asaoka, A. and Kodaka, T. : Seepage failure experiments and their analysis of loose and medium dense sands, Soils and Foundations, Vol.32, No.3, pp.117~129, 1992.
- 17) Carter, J.H. : Predictions of the non-homogeneous behaviour of clay in the triaxial test, Geotechnique, Vol.32, No.1, pp.55~58, 1982.
- 18) Sekiguchi, H., Nishida, Y. and Kanai, F. : Analysis of partially-drained triaxial testing of clay, Soils and Foundations, Vol.21, No.3, pp.53~64, 1981.
- 19) Asaoka, A., Nakano, M. and Matsuo, M. : Prediction of the partially drained behavior of soft clays under embankment loading, Soils and Foundations, Vol.32, No.1, pp.41~58, 1992.
- 20) 赤木俊允・石田哲朗：軟弱地盤の沈下とその透水性に関する実用的考察，土と基礎，Vol.37, No.6, pp.41~47, 1989。
- 21) D'Appolonia, E. : Monitored decisions (The Twenty-Fourth Karl Terzaghi Lecture), Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol.116, No.1, pp.4~34, 1990.
- 22) 田中泰雄：モニタード・ディシジョンズ（現場計測に基づく管理・意志決定法），土と基礎，Vol.39, No.1, pp.114~116，1991。
- 23) Bjerrum, L. : Engineering geology of Norwegian normally-consolidated marine clays as related to settlements of buildings. Geotechnique, 17, pp.81~118, 1967. (1992.5.28 受付)

## MONITORED DESIGN DECISIONS FOR THE MASS PERMEABILITY OF SOILS APPLIED TO THE PRELOADING SOIL WORKS

Akira ASAOKA, Masaki NAKANO and Minoru MATSUO

The soil permeability representative of a clay foundation, sometimes referred to as mass permeability, can be evaluated inversely using observation of settlement-time behaviour under embankment loading when the load intensity is normalized with the undrained bearing capacity of the clay foundation. Elastic plastic soil parameters should be determined so that the undrained bearing capacity may be predicted properly. The procedure mentioned above is shown applicable to practical design problems through examining numerical simulations of the design of precompression for improving a soft clay foundation.