

## 第5章 サンドコンパクションパイル(SCP)打設後の地盤の特性と 大規模掘削解析への適用

### 5.1 概説

前章では、多くの現場で、砂杭打設時に大きな過剰間隙水圧が発生しその後消散していること、また時間経過後には特に地盤深部で原地盤以上の強度増加が発生していること(排土効果)を示し、さらにこれらの現象の発生メカニズムの考察を通して、解析手法の妥当性などを検討してきた。

本章では、まず一般的な軟弱粘土地盤を想定したモデル地盤を計算機の中で作製し、上に述べた強度増加特性以外に、以下に挙げるサンドコンパクションパイル(以下SCP)打設後の地盤の特性について考察を加える。

- (1) SCP打設後の地盤内の応力状態とその経時変化
- (2) SCP打設直後からの砂杭の杭径の経時変化
- (3) SCP打設後さらに上載荷重を載荷したときの沈下量の低減効果

さらにこれらの改良地盤の諸特性が有利に働くような地盤工学上の問題をいくつか取り上げ、個別にその適用性を検討する。またそれらの地盤工学上の問題のうち、大深度掘削問題に着目し、詳細な適用可能性の検討を行った結果を最後に示す。

### 5.2 サンドコンパクションパイル(SCP)打設後の地盤の諸特性

#### 5.2.1 サンドコンパクションパイル(SCP)打設後の地盤内の応力状態とその経時変化

粘土地盤は砂杭打設に伴う円筒拡張により側方への大きな変形を受ける。この場合砂杭を拡張する力(あるいはエネルギー)は、バイプロハンマー等の大規模な施工機械からの外力によって人為的に与えられる。その一方で、鉛直方向には粘土の自重以外は作用していないがために、改良直後の地盤の応力状態は側方に卓越したものであることは想像に難くない。改良地盤の静止土圧係数が経験的に1以上あると考えるのは、現場技術者の共通の認識(たとえば文献1))ではあるが、未だ常識ではない。なぜなら、原地盤に砂杭を打設する時から過剰水圧の消散による圧密終了後の改良地盤完成時まで、地盤の応力状態がどのように推移しているのか予測した例は乏しく、理論的な解釈がなされていなかったためである。そのような中、関口ら<sup>2)</sup>は砂杭

の拡張を3軸伸張のイメージでとらえ、その後の圧密は全応力一定下でおこると仮定し、結果として $K_0=0.5$ の原地盤の静止土圧係数が最終的に最大2.0まで上がると設定し、改良地盤の種々の変形特性についてすでに論じている。

本節では、第4章で示した手法に基づき、円筒拡張の軸対称条件において原地盤から改良地盤の完成時までの地盤内応力状態を具体的に示し、改良地盤の特性を議論する。

#### (1) 砂杭打設時の地盤の応力状態

第4章において、砂杭打設時に粘土地盤に発生する過剰間隙水圧分布については、その解析結果をすでに示した。ここでは、その場合の粘土地盤の全応力、有効応力分布について考察する。なお簡単のため、図5.1の初期有効応力状態を持つモデル地盤に対し、図5.2の初期境界条件で剛塑性解析を行った。解析に用いた土質パラメータを表5.1に示す。また、ここでは剛塑性解析を行う際の載荷条件をRigid-smooth(すなわち拡張時に砂杭と杭周粘土の摩擦はゼロ)とした。この理由は、圧密時の地盤内の応力状態までも厳密に考える場合には、圧密解析の初期値となる間隙水圧分布に加え、初期有効応力状態も必要となるが、拡張時の摩擦等の要因は不用意に問題を複雑化する恐れがあるからである。しかし、実際は摩擦を入れても入れなくても、拡張時の過剰水圧、応力状態から最終的な強度増加の予測値に至るまで、ほとんど結果には影響ないことは、別途付録A5.1で示している。

図5.3~5.7はそれぞれ、拡張終了時の塑性流れ、過剰水圧分布、水平方向(拡張する方向)の有効応力分布 $\sigma'_r$ 、鉛直方向の有効応力分布 $\sigma'_z$ および静止土圧係数 $\sigma'_r/\sigma'_z$ の分布である。この場合、鉛直方向には粘土の自重以外は全く作用していないために、原地盤から鉛直方向の全応力は全く増加していないのを反映して、鉛直方向の有効応力は過剰水圧の上昇に応じて減少する。一方、水平方向は拡張による載荷荷重が作用するために、全応力も大きく上昇し、有効応力も大きくなる。結果として、水平方向と鉛直方向の有効応力の比としての静止土圧係数は、初期 $K_0=0.5$ から大きく上昇し、砂杭近傍では2に近い値となる。では、拡張終了時にこのような分布の応力状態が、過剰水圧の消散による圧密やそれに伴う砂杭境界での応力緩和によってどのように推移するのかを以下で考察する。



表 5.1 解析に用いた土質パラメータ

$\lambda$	0.25	$\gamma_t$	16.17kN/m <sup>3</sup>
$M$	1.2	$K_0$	0.5
$\kappa$	0.1304	$e_0$	2.0 (G.L.)

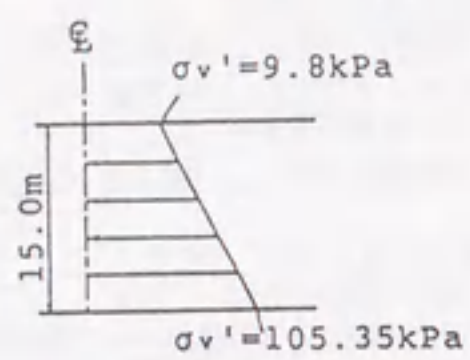


図 5.1 初期有効応力状態

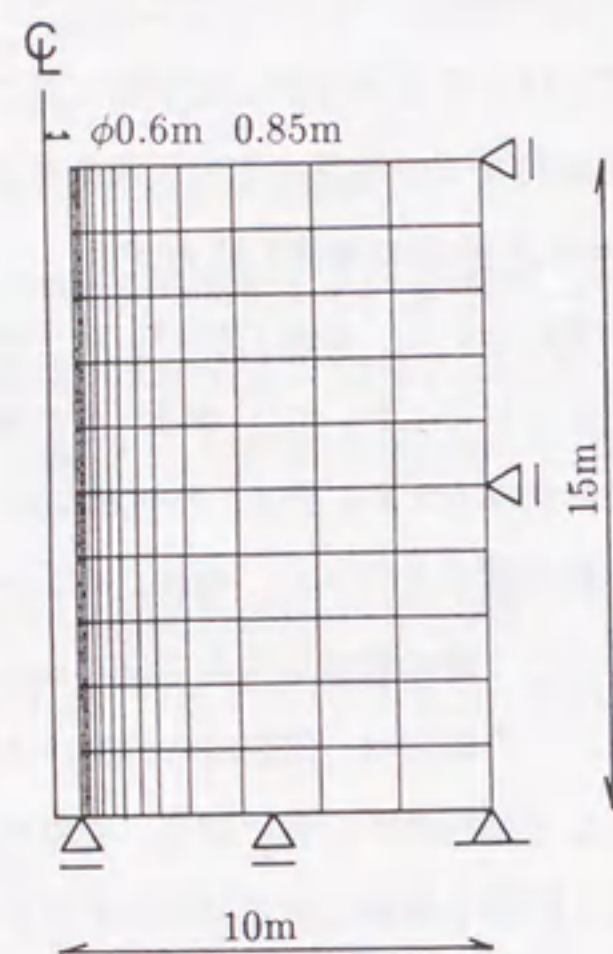


図 5.2 初期境界条件

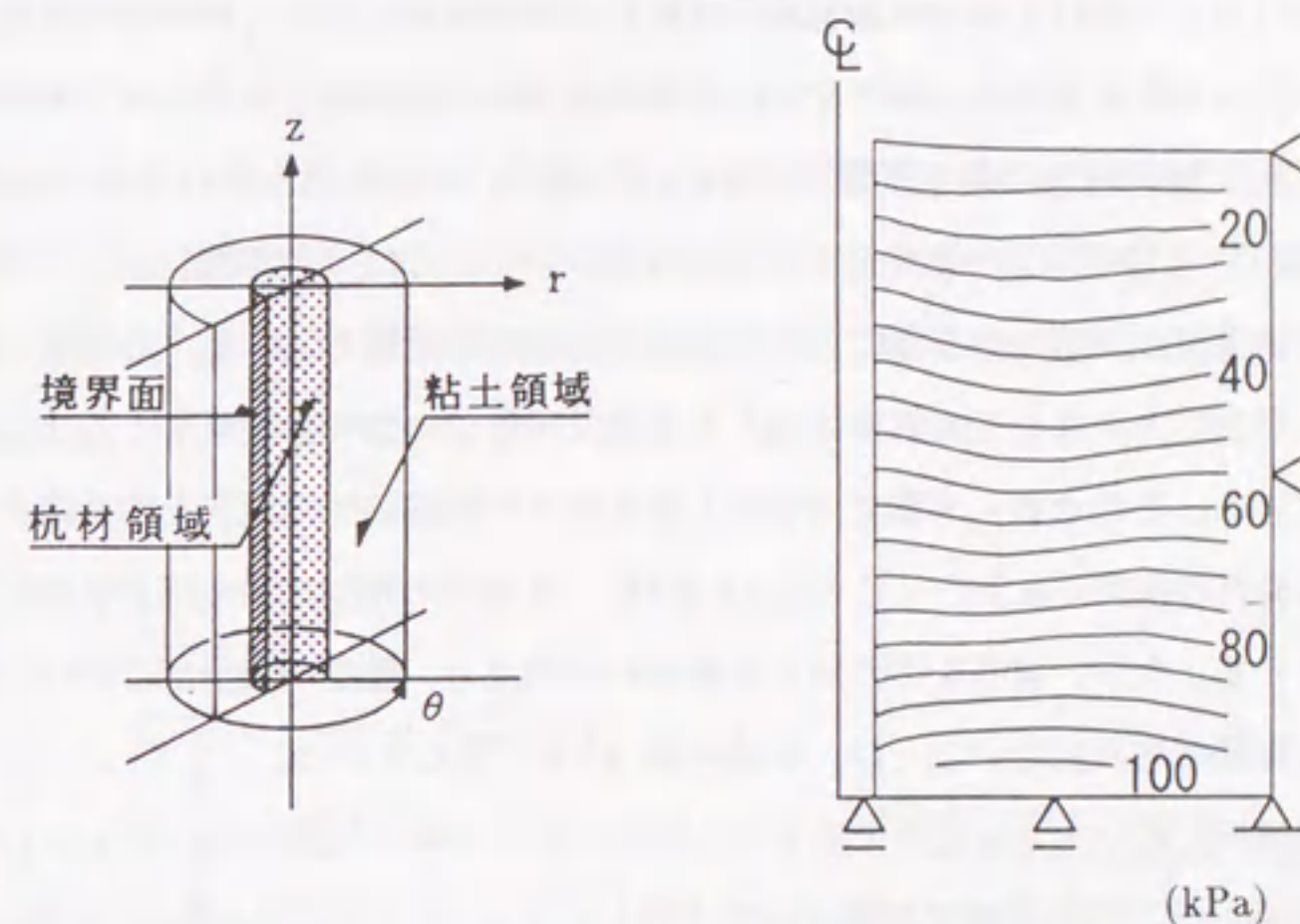


図 5.5 水平方向の有効応力分布 $\sigma_r'$

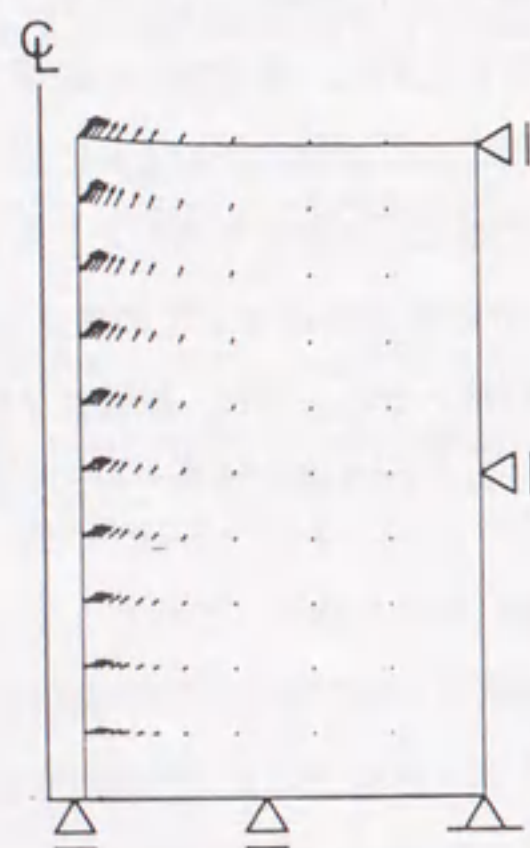


図 5.3 拡幅時の塑性流れ

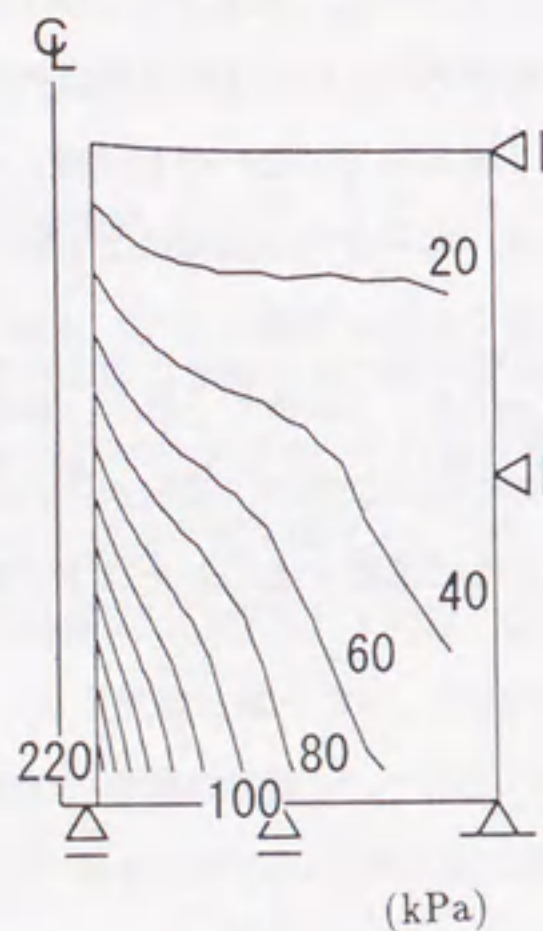


図 5.4 過剰間隙水圧分布

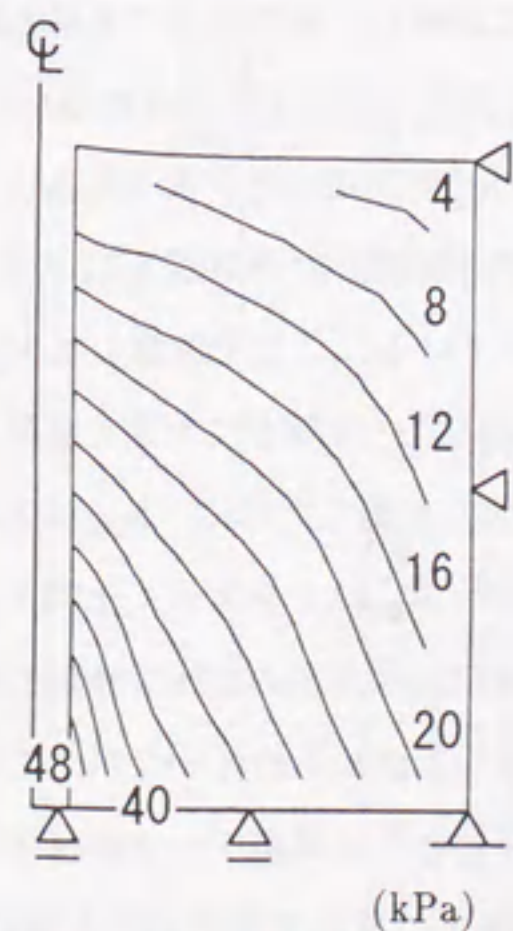


図 5.6 鉛直方向の有効応力分布 $\sigma_z'$

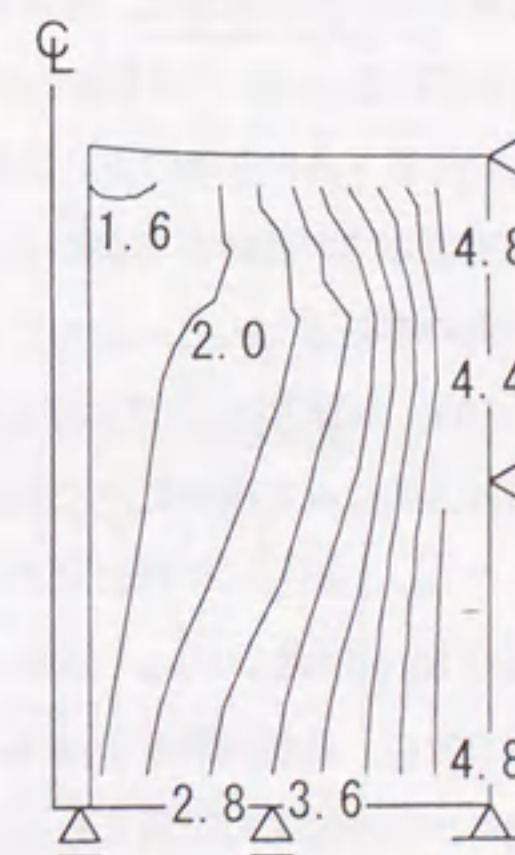


図 5.7 静止土圧係数 $\sigma_r'/\sigma_z'$ の分布



(2) 圧密時の改良地盤内での有効応力の推移

第4章で述べてきた強度増加を予測する手法では、過剰水圧消散時の線形弾性圧密過程において、砂置換率に応じて砂杭1本分の影響範囲で境界条件を設定し直して計算してきた。その理由は、過剰水圧の消散する方向が論じやすいのと何よりも砂置換率との対応が分かりやすいからである。実質的に強度増加に最も影響するものは初期値に取る過剰水圧の分布であるため、線形弾性圧密解析で強度増加を予測するためには上記の手法はほとんど問題はない。しかし、前節と同様に圧密過程の地盤内の有効応力の推移までも厳密に議論しようとする場合、剛塑性解析で得られた有効応力分布を圧密解析に導入する際に境界条件までも変更してしまうには若干の問題点を有する。そのため、本節では砂杭1本あたりの影響範囲で境界を切り落とすことはせず、非排水境界の設定のみを行って(図5.8参照)、圧密中の地盤の有効応力状態の推移を議論することとする。なお、境界を切り落とす場合の問題点と、強度増加予測においてはどの手法で行っても結果に差異はないことは、別途付録A5.1で示している。

線形弾性圧密解析で用いた土質定数を表5.2に示す。ヤング率 $E$ の設定は、式(4.22)を用い、さらに $\alpha=3$ を採用した。透水係数は地盤全体で共通して $k=1.0 \times 10^{-5}(\text{m/day})$ を用い、排水の境界は砂杭と接していると想定する円筒の内面と上部のみとする。はじめに地盤内の6つの要素(図5.9)に着目し、地盤内の有効応力と全応力の経時変化を細かく観察した結果を図5.10に示す。どの要素も $\sigma'_r, \sigma'_z$ ともに過剰水圧の消散に伴い、全応力に漸近していく様子がよくわかる。また、砂杭境界から遠い要素は、過剰水圧の消散の遅れに反映して有効応力の上昇も遅れている。特に注目されるのは、どの要素においても水平方向の全応力は若干緩和されるものの、圧密終了時点まで水平方向の有効応力 $\sigma'_r$ が鉛直方向の有効応力 $\sigma'_z$ を上回ったままであることである。これらの有効応力の比である静止土圧係数 $K_{rz} (= \sigma'_r / \sigma'_z)$ を示したのが図5.11である。図中には円周方向の有効応力 $\sigma'_\theta$ と $\sigma'_z$ との比 $K_{\theta z} = \sigma'_\theta / \sigma'_z$ も示している。ここで注意しておかなければならないのは、水平方向(円筒の中心から外向き)の有効応力 $\sigma'_r$ は確かに大きく卓越しているのだが、円周方向には拡張時に逆に引き伸ばされるような力が働くために、 $K_{\theta z}$ は $K_{rz}$ よりも小さな値となる。しかしいずれにせよ、圧密終了時点まで、 $K_{rz}$ は1を大きく上回り、また $K_{\theta z}$ も原地盤の $K_0=0.5$ を上回っており、完成した改良地盤は水平方向の土圧が卓越したものとなる。これまでは、砂杭打設直後は $K_0$ が1以上にもなることが知られていたが、この状態がいつまで続くかは未解明の問題であった。以上の計算結果にさらに実測データが付け加われば、杭の水平抵抗や液状化対策としてのSCPの設計にも積極的に反映できるものと考えられる。

図5.12は円筒の内側すなわち砂杭との境界面を想定した面での、水平土圧の圧密中の変化を

示したものである。図中の破線が拡張前の原地盤の土圧であるが、拡張による荷重により土圧は大きく上昇している。その後時間経過(圧密)しても、土圧はほとんど変化しておらず、押し広げた荷重の緩和はごくわずかであることがわかる。従来、粘土の過剰水圧が僅かでも消散してしまえば、粘土を押し広げていた荷重は緩和してしまい、圧密は全く進まないとの考えも根深く残っていた。しかし、図5.12を見る限り圧密中の荷重の緩和はそれほど大きくない。これは、内径の小さな円筒形がかなり安定な形状であることを反映していると考えられる。

最後に図5.13に各要素の強度増加の経時変化を示す。図5.10の有効応力の推移と対応し、砂杭境界から遠い要素の強度増加が遅い様子がよく表われている。

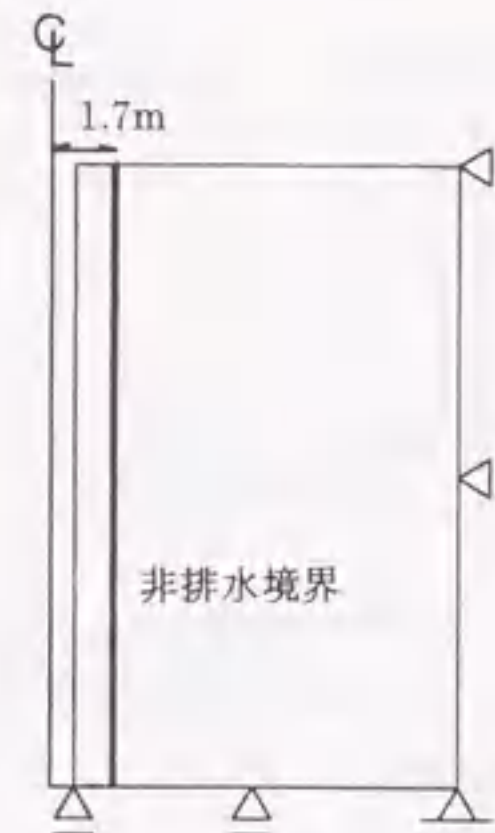


図5.8 非排水境界の設定

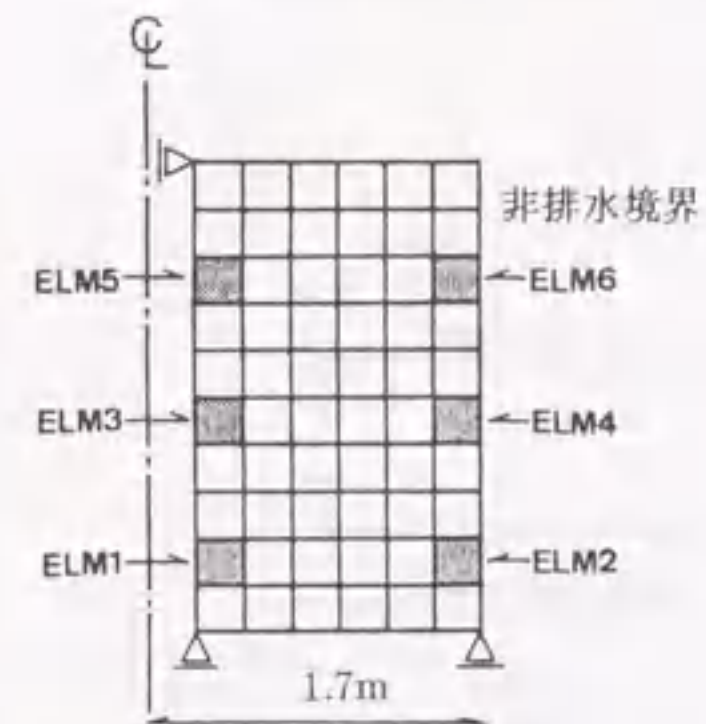


図5.9 地盤内の6つの要素

表5.2 線形弾性圧密解析で用いた土質定数

層	$\sigma'_v$	$K_0$	$E$	$\lambda$	$\bar{\mu}$	$e_n$
1	100.537	0.5	1944.759	1458.569	729.285	1.418
2	91.018	0.5	1778.733	1334.050	667.025	1.443
3	81.463	0.5	1610.073	1207.555	603.777	1.471
4	71.908	0.5	1439.166	1079.374	539.687	1.502
5	62.353	0.5	1265.712	949.284	474.642	1.537
6	52.798	0.5	1089.319	816.989	408.495	1.579
7	43.743	0.5	909.448	682.086	341.043	1.629
8	33.688	0.5	725.319	543.989	271.995	1.691
9	24.133	0.5	535.695	401.771	200.886	1.774
10	14.578	0.5	338.293	253.720	126.860	1.901



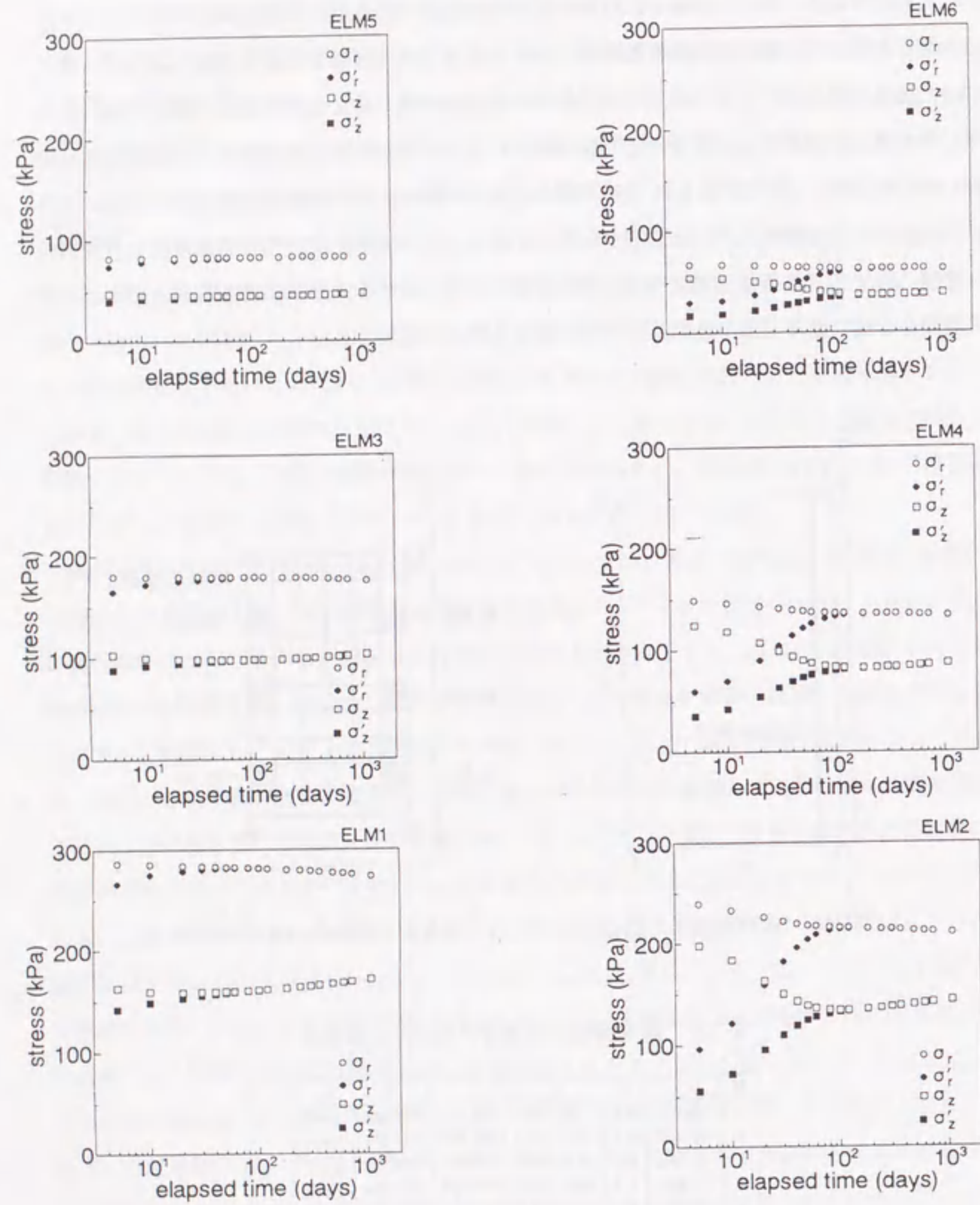


図 5.10 地盤内有効応力と全応力の経時変化

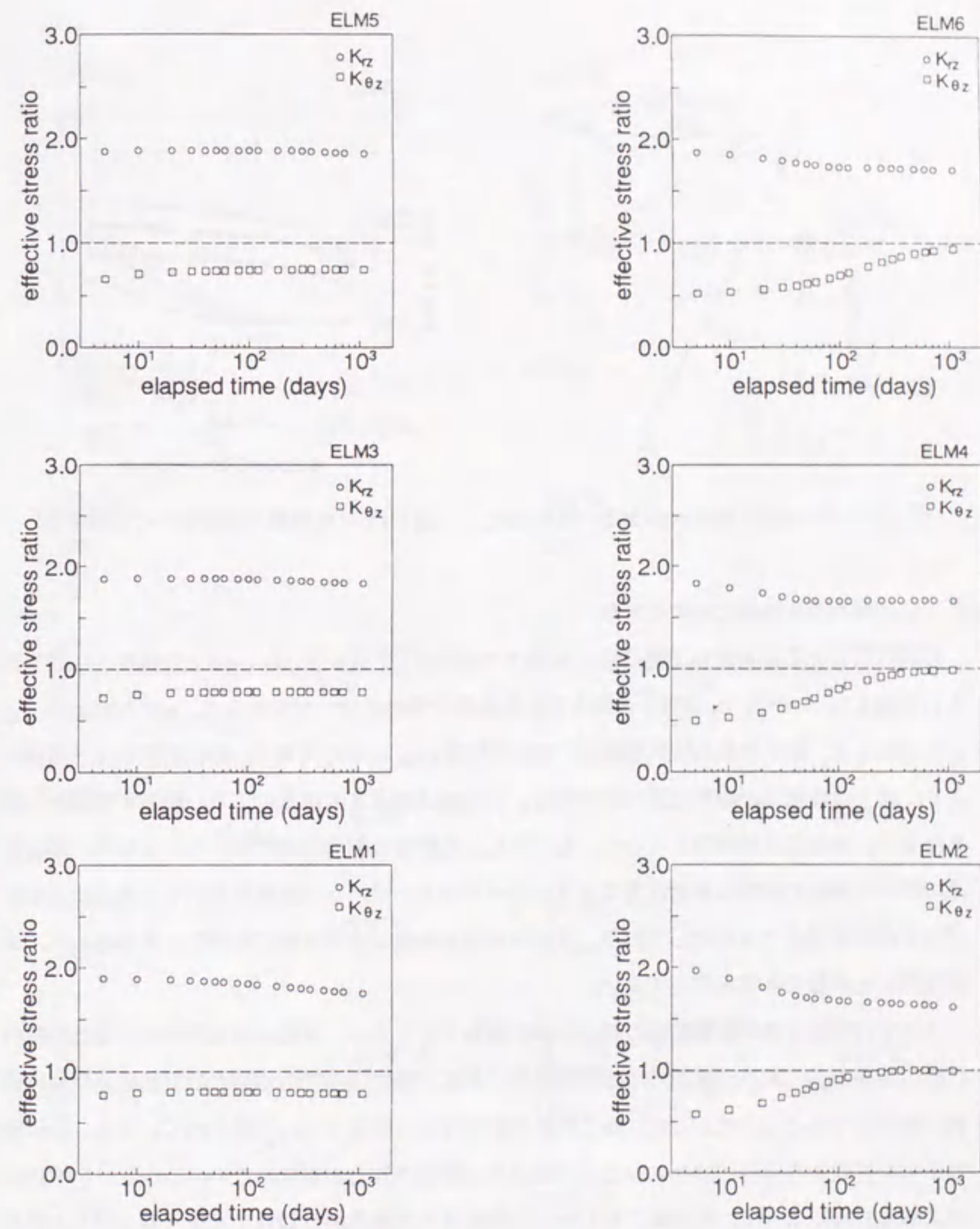


図 5.11 静止土圧係数の経時変化



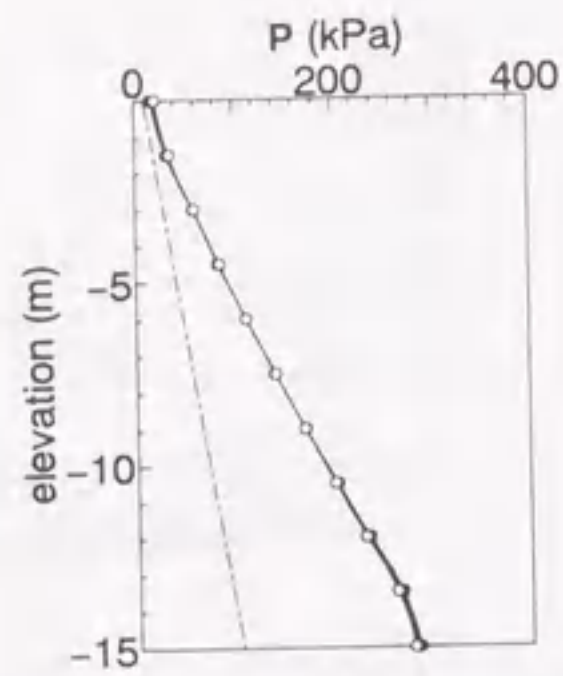


図 5.12 砂杭境界面の水平土圧の経時変化

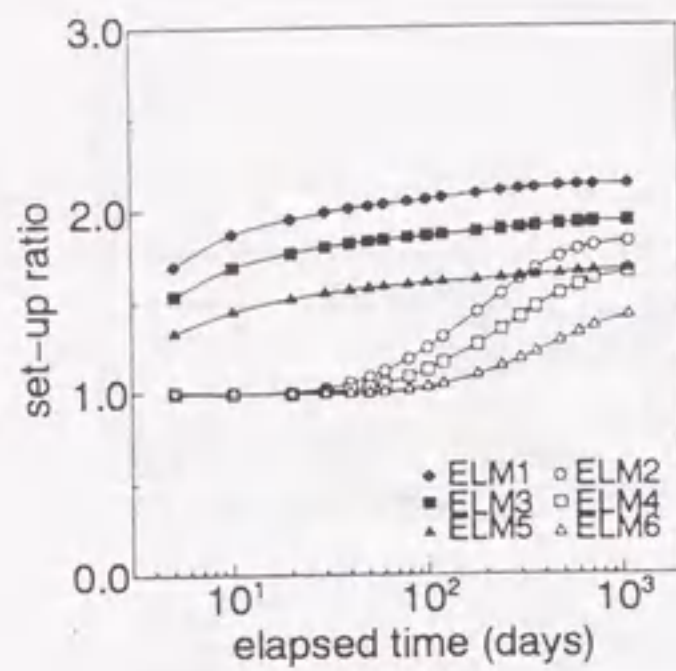


図 5.13 各要素の強度増加の経時変化

(3) 完成後の改良地盤に対する考察

砂杭打設による地盤改良工程の粘土地盤内の有効応力の変化を  $p' \sim q$  図上で模式的に表したものを図 5.14 に示す。 $\sigma_r$  が  $\sigma_z$  を上回る場合を伸張状態のイメージでとらえ、 $q < 0$  (if  $\sigma_r > \sigma_z$ ) として表した。図中の黒点は原地盤の有効応力状態 ( $K_0 = 0.5$ ) であり、砂杭打設による破壊により、粘土は伸張側の限界状態に到達する。その後過剰水圧の消散により、限界状態線から離れながら、有効応力は増加していく。もちろん、本解析は線形弾性で行っているため、解析結果の弾塑性挙動の解釈は参考程度にとどめるべきであるが、どの要素においても降伏曲面を広げる方向に有効応力は変化しており、圧密後の改良地盤は水平方向に有効応力が卓越した、正規圧密粘土地盤であると言ってよい。

ここでは砂杭 1 本の影響範囲の粘土のみを議論してきたが、実際の改良地盤は大量の砂杭の打設の結果できており、打設の方法や順序等の施工工程によっても地盤内の有効応力状態は複雑に変わるであろう。たとえば、ある砂杭打設の時には半径方向に圧縮されている、次に隣の砂杭を打設する場合にはその粘土は円周方向に伸張されるかも知れない。しかし、いずれにせよ砂杭打設によって、原地盤に対し水平方向に多大な荷が行われ、大量の盛上がり土が発生するほど粘土が壊されるならば、細かい数値的な結論は抜きにしても、水平方向に土圧が卓越した正規地盤となることは明言してよいであろう。5.3 節以降ではこのような特異な地盤が、どのような用途に適しているのかを調べていく。

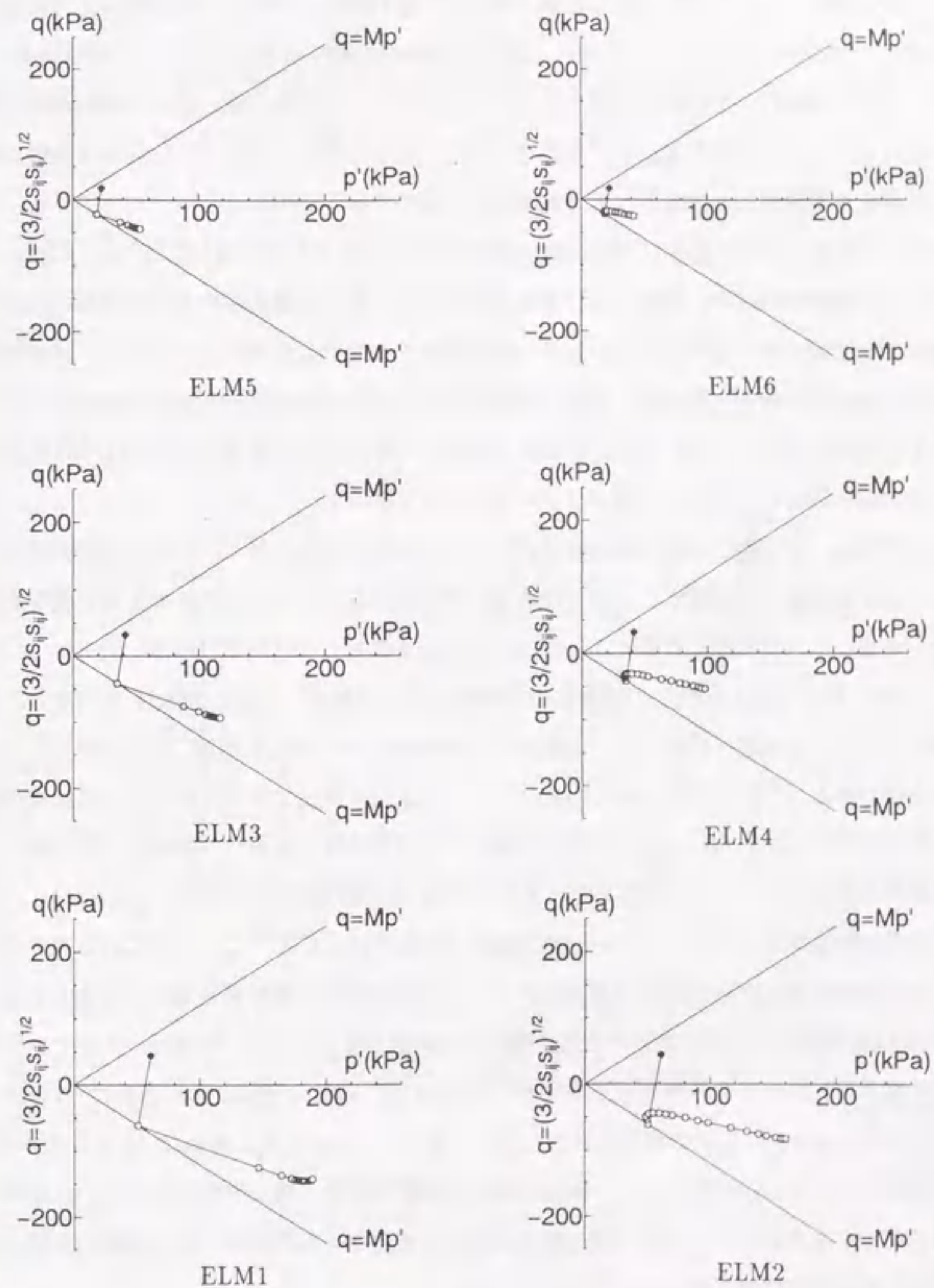


図 5.14  $p' \sim q$  面上での有効応力の変化



5.2.2 砂杭径の変動が強度増加に与える影響

これまでの解析では、砂杭を打設した後、砂杭は十分に剛性を保っているために、その直径は全く変化しないと仮定してきた。しかし、実際には砂杭の剛性は無限大ではなく有限である。また近い将来には材料となる砂が枯渇してくるから、別の剛性の低い低品質材料を砂の代わりに杭材として用いる改良工法なども想定される。そこで砂杭が打設後に杭周粘土地盤に押返される場合をも考慮した強度増加の予測を行っておく必要が出てくる。

解析は、拡幅された粘土地盤(中空円筒)と砂杭(円筒)の2つを切り離して行う。これは、砂杭と粘土との摩擦の処理や、剛性および透水係数が大きく異なる混合材料の圧密計算の精度上の問題などを回避するためであり、ジョイント要素などを使用した砂杭と粘土との一体型解析などよりも適切であると判断した。砂杭の弾性係数は $E=70N(tf/m^2)$ 、ただしN値は柔らかい材料として $N=5$ 、通常のSCPとして $N=15$ で換算し、深さ方向に均質な砂杭( $\phi 1700$ )を想定した。なお解析に用いた粘土の土質パラメータは表5.3に示す。

解析の手順は、まず粘土地盤の拡幅直後の反力を円筒型の砂杭に加え、その反力と砂杭の内力がつりあう初期境界面を探すことから始める。砂杭が押返されるのにつれて反力が緩和されることも考慮に入れて繰返し計算によって初期境界面を決定しなければならない。

図5.15は、砂杭と粘土地盤との境界面の時間的な変化である。実際に図5.15をみると、砂杭の剛性が小さいケース( $N$ 値=5)では特に、打設直後に砂杭が粘土地盤に押返される量が大いことがわかる。しかしそれでもその量はただか1.2cm程度である。続いて、これらの境界面から圧密解析は始められ、粘土地盤が過剰水圧の消散に伴い収縮し、砂杭径が再び膨らむように境界面が変化していき、最終的には砂杭打設時の位置に境界面が落ち着く(図5.15)。このように砂杭の剛性が小さいケースでも杭径が維持されるのは、打設時に $\sigma_r$ の他に $\sigma_\theta$ も大きく発生し、その結果一種のアーチ効果が発揮されて、円筒形の直径が保たれるものと考えられる。

図5.16は圧密解析によって得られる強度増加の予測値である。なお、従来行ってきた水平変位固定の境界条件のもとでの解析結果も図5.17に示すが、両者の差はほとんど認められない。このことから、便宜的に砂杭の境界が変化しないと仮定してもまったく構わないことがわかる。このことはすなわち、杭材料として、剛性の低い低品質な材料、残土や石炭灰あるいは極端に言えば汚泥などを用いたとしても、杭の排水性能さえ満足させられれば、粘土地盤の長期にわたる強度上昇は同様に得られることを示している。

なお、以上の議論はすべて「円筒拡幅」によるものであって、砂壁のような2次元平面ひずみではこうはいかないので注意する。

表 5.3 解析に用いた土質パラメータ

$\lambda$	0.25	$\gamma_t$	16.17kN/m <sup>3</sup>
$M$	1.2	$K_0$	0.5
$\kappa$	0.1304	$e_0$	2.0 (G.L.)

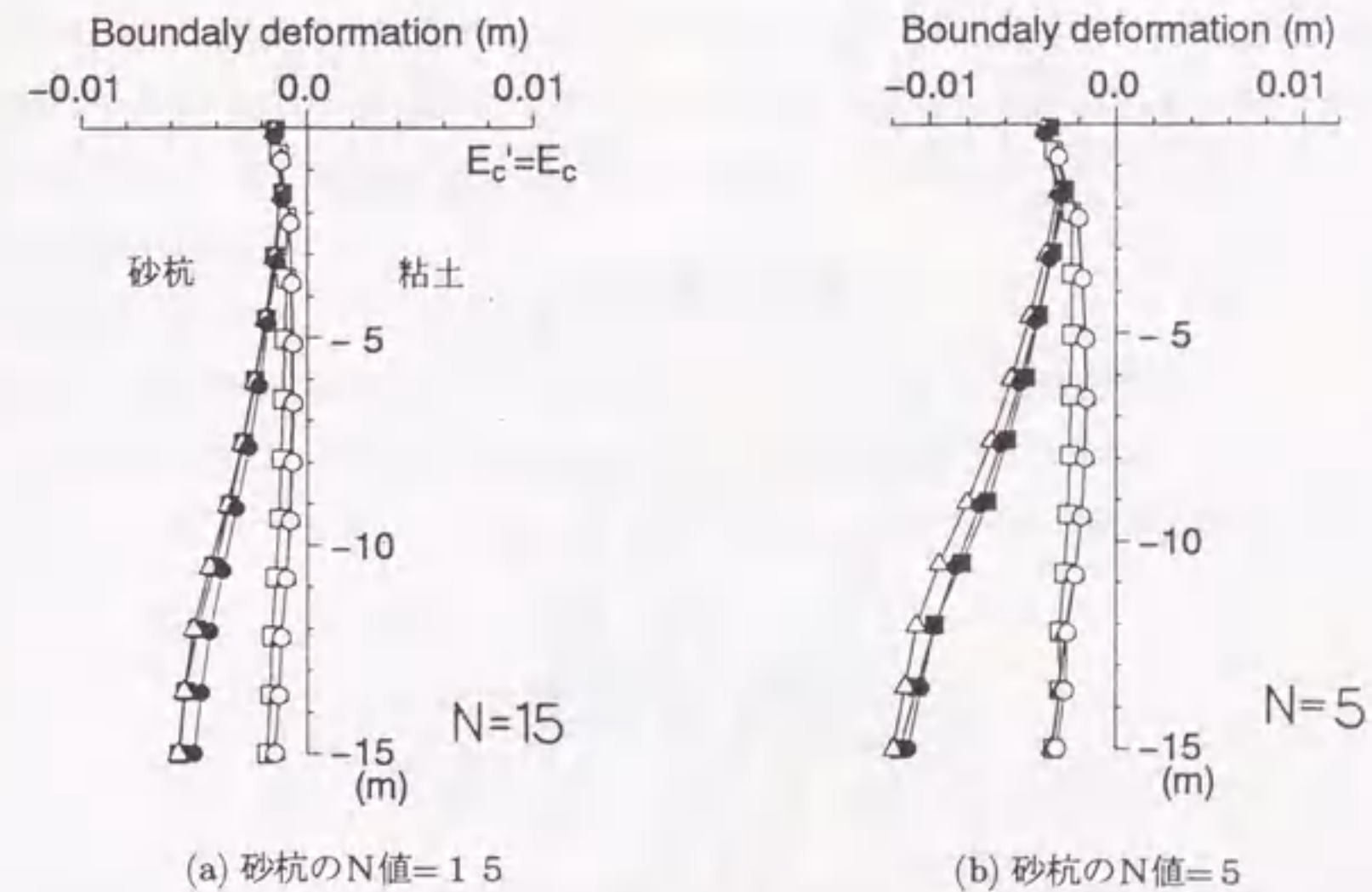


図 5.15 砂杭と杭間粘土の境界面の変化

Consolidated time  
 ■ : 1 days  
 △ : 5 days  
 ● : 30 days  
 □ : 360 days  
 ▲ : 750 days  
 ○ : 1080 days



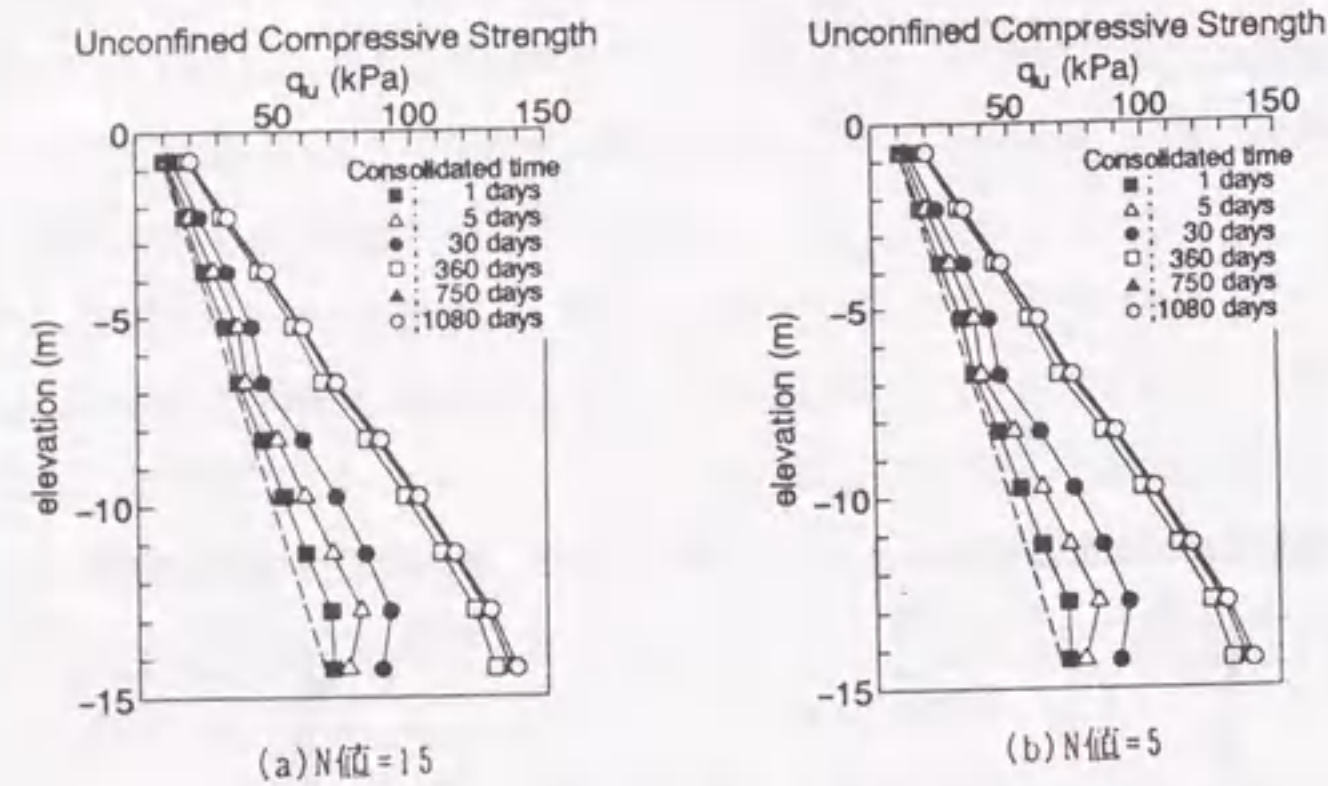


図 5.16 一軸圧縮強度の予測値  
(砂杭境界面が変動し得る場合)

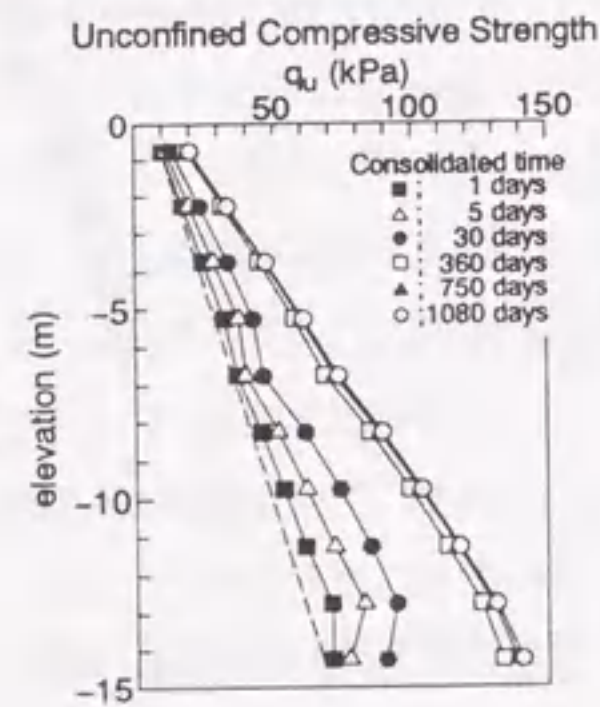


図 5.17 一軸圧縮強度の予測値  
(砂杭境界面を変動させない場合)

### 5.2.3 サンドコンパクションパイル (SCP) 打設後の上載荷重載荷時の 沈下低減効果と強度増加

前章では SCP 打設とその後の杭間粘土の強度増加に主眼をおいて検討してきた。その結果、通常の正規圧密状態の沖積粘土地盤で、SCP 打設後十分な時間が経過した後は、杭間粘土に原地盤以上の強度増加が見込めることがあきらかとなった。これによって、地盤のすべり安定や支持力増大などに対して、低置換率 SCP の新しい機能が付加されることになると思われる。

ここでは、SCP 打設後に盛土などの大きな上載荷重が載荷された時の地盤の変形について考えてみる。すなわち、[1] 先に SCP を打設した粘土地盤に後から上載荷重が載荷された場合と、無処理の地盤に同じ上載荷重が載荷された場合の相互の沈下量に差異があるのか、[2] また粘土地盤の最終的な強度増加量に差異があるのか、の 2 点について少し調べてみる。ただし、本来砂杭は上載荷重に対して応力集中によって荷重を分担し、複合地盤全体の沈下を低減させるが、ここでは簡単のため、置換率の低い場合を想定し砂杭の沈下低減効果は考えないものとする。

#### (1) 沈下低減効果について

##### 1) 解析条件

SCP 打設後の地盤の地表面沈下量の試算として、図 5.18 のような軸対称モデルで SCP 打設による強度増加後に、上から等分布荷重を作用させて沈下量を計算してみる。

解析モデルと用いた土質パラメータを図 5.18、表 5.4 に示す。砂杭の置換率は 25 %、杭径は 70cm である。

$\lambda$	$\kappa$	$M$	$e_0$	$\gamma_t$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\nu'$
0.25	0.13	1.2	2.0	16.17	0.333

今回計算したのは、以下の 2 ケースである。上載荷重は、高さ 5m 程度の盛土を想定して 88.2kN/m<sup>2</sup>(9.0tf/m<sup>2</sup>) とし、瞬時に載荷されるものとする。ただし、沈下計算の際には、砂杭の存在は無視している。

CASE-1: 無処理 (SCP なし) で上載荷重載荷

CASE-2: SCP 打設による圧密終了後 (850 日 (約 2.3 年) 後) に上載荷重載荷

##### 2) 解析結果と考察

計算の結果得られた地表面沈下の経時変化を図 5.19 に示す。上載荷重載荷時を時間ゼロとしている。最終沈下量は、CASE-1 で 67cm に対し、CASE-2 では約 1/2 の 33cm にとどまり、SCP 打設による沈下低減効果があらわれている。



この理由としては次のように考えられる。本章では、SCP 打設後の弾性圧密計算における体積圧縮係数  $m_v$  およびヤング率  $E$  をつぎのように設定して計算している。

$$m_v = \frac{\lambda}{v_0 \cdot p'}, \quad E = \frac{\alpha}{m_v}$$

したがって、地盤の各点において、SCP 打設後に平均有効応力  $p' = 1/3 \cdot (\sigma'_x + \sigma'_y + \sigma'_z)$  が増加すれば、上式から  $m_v$  が小さくなり、ヤング率は大きくなって、新たな上載荷重載荷時には沈下量の低減が見込まれる。

このことは、図 5.20 の  $v - \ln p'$  関係で考えても同様である。すなわち、まず CASE-1 では無処理地盤に上載荷重が載荷され、平均有効応力  $p'$  の増加  $\Delta p$  によって比体積が  $\Delta v_1$  だけ減少し、初期応力状態 A 点から D 点へ達している。これに対し CASE-2 では、SCP 打設後の杭周粘土の圧密により、初期応力状態 A 点から B 点へ達しており、次に CASE-1 と同じ上載荷重により平均有効応力  $p'$  の増加  $\Delta p$  があつたとしても (B → C),  $v - \ln p'$  の非線形性からこのときの比体積の減少分  $\Delta v_2$  は  $\Delta v_1$  よりも小さくなる。このため一般には沈下量は低減される。

この結果はひとつの試算に過ぎず、実証するデータも今のところないが、今後 SCP 打設後の圧密によるその後の上載荷重載荷時の沈下低減効果が実際現象としてみとめられれば、SCP のもつ機能がさらに拡張されることになろう。

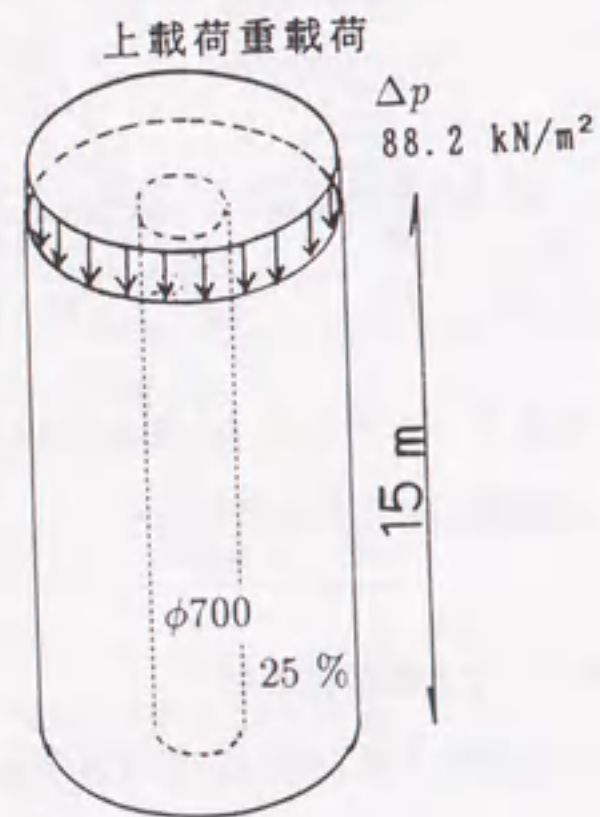


図 5.18 解析に用いる軸対称モデル

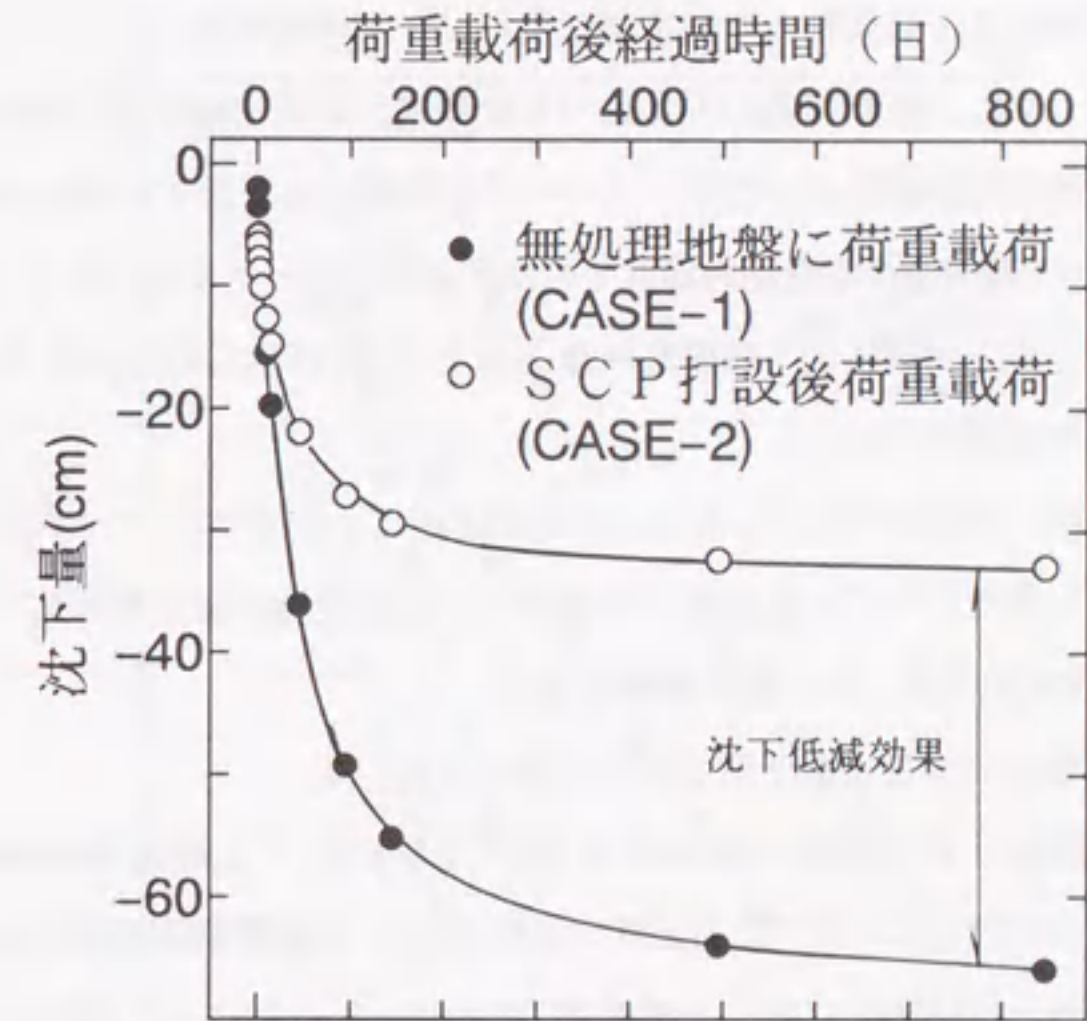


図 5.19 時間～沈下関係

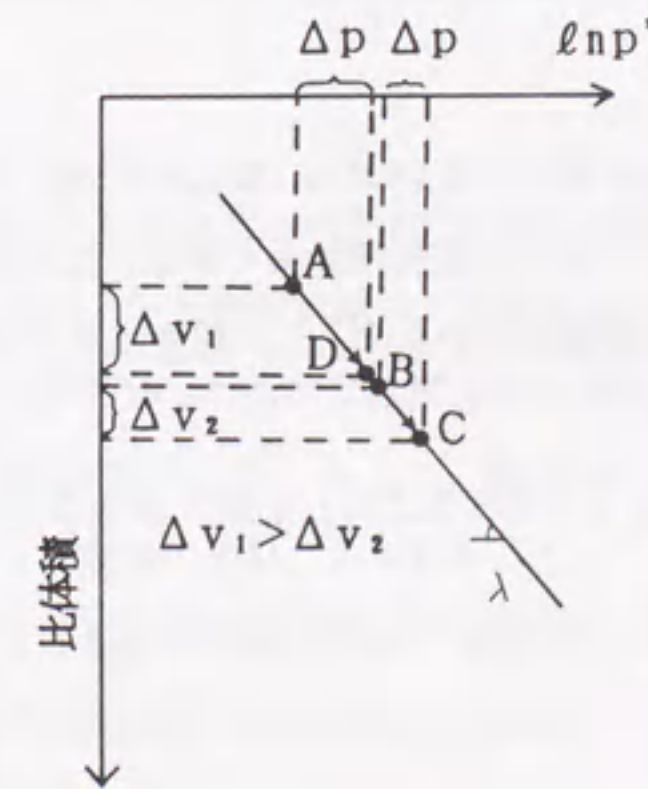


図 5.20  $v - \ln p'$  関係



## (2) 強度増加について

本節では SCP 打設後に盛土などの上載荷重が載荷された場合について考察しているが、ここでは、上載荷重載荷による杭間粘土の強度増加量について考察する。

本章で論じてきたように、SCP 打設のみによって杭間粘土が原地盤以上に強度増加するのであれば、従来強度増加に欠かせなかったサーチャージが不要かまたはその量を減じることができる。このサーチャージ軽減量の定量的評価がその次に必要になってくる。そこでここでは、数値解析によって、サーチャージによる強度増加量  $\Delta c_1$  と SCP 打設のみによる強度増加量  $\Delta c_2$  の定量的把握を試み考察を加える。

境界条件、土質条件、荷重条件は(1)とまったく同じとし、以下の3ケースについて弾塑性圧密計算を実施し、本章で行ってきた方法で体積変化から強度増加量を計算してみた。

CASE-1: 無処理 (SCP なし) で上載荷重載荷後

CASE-2: SCP 打設による圧密終了時 (850 日 (約 2.3 年) 後)

CASE-3: SCP 打設による圧密終了後 (850 日 (約 2.3 年) 後) に上載荷重載荷後

計算結果を図 5.21 に示す。この中で、CASE-1,3 はともに上載荷重載荷後さらに 850 日経過時の強度予測値である。CASE-1 では、上載荷重 (盛土  $H=5\text{m}$ ) によって地盤上部の顕著な強度増加がみとめられるが、地盤深部では SCP 打設による強度増加の方が上載荷重による強度増加と比べて支配的であることがわかる。

また、計算結果より、次の関係が近似的に成立していることもみてとれる。すなわち、

$$\Delta c = \Delta c_1 + \Delta c_2 \quad (5.1)$$

ここに、 $\Delta c$  は SCP 打設による圧密終了後 (850 日 (約 2.3 年) 後) に、上載荷重が載荷され、さらにその圧密も終了した後のトータルの強度増加量である。ただしここでは簡単のため  $\Delta c_1$  を求めるための沈下計算の際には砂杭はないものとし、荷重はすべて杭間粘土で受持たれているものとしている。

SCP 打設も上載荷重もどちらも平均有効応力  $p'$  を増大させる方法とみれば、式 (5.1) は、容易に理解できるものである。

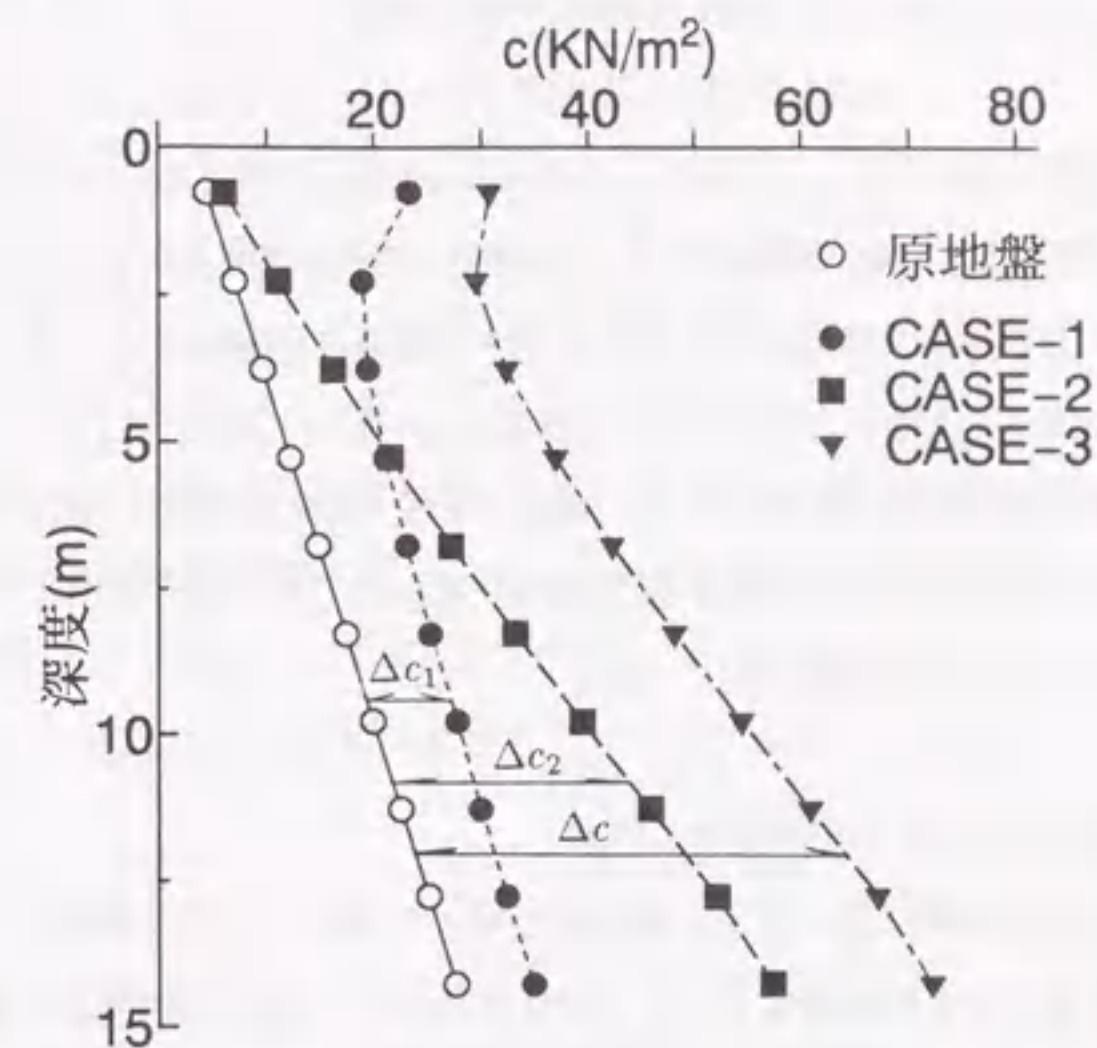


図 5.21 各ケースにおける強度増加の計算結果

## 5.3 サンドコンパクションパイル (SCP) 打設後の地盤特性が有利に働く地盤工学上の問題

前章から取扱ってきた「SCP 打設による杭間粘土の強度増加」特性は、地盤深部で大きく、浅いところではその量は小さいという特徴を持つ。また本章 5.2 節で述べてきたように、杭間粘土地盤の水平方向有効応力が長期にわたって鉛直方向有効応力を上回ることで、SCP 打設後の上載荷重に対し沈下低減効果のあること、および、砂ではなく剛性の低い杭材でも同様の杭間粘土の強度増加を發揮しうる特性もあることがわかってきた。

これらの特性が、どのような設計の問題に有利に適用できるのかについて考えてみた。以下の 5 つの問題について、それぞれ個別に検討を加えてみる。

- (1) 地盤を掘削する問題
- (2) 地盤深部で構造物の鉛直支持力が不足する問題
- (3) 杭構造物の水平支持力の問題



(4) 護岸前面の改良問題

(5) 低品質材料を砂の代替材として用いる地盤改良の問題

(1) 地盤を掘削する問題

SCP 打設後一定時間経過後には、地盤の強度は再び蘇り元の地盤強度を上回る。この特性は特に地盤深部で著しいことから、軟弱地盤を深く掘削する問題に適用できると考えられる。改良効果および掘削後の長期安定性などについては、次節 5.4 で詳しい検討を行っている。また第 6 章では、最近の廃棄物処分問題の対策として、海底地盤掘削型の廃棄物処分場を検討している。深部改良効果によって掘削のり面勾配が確保されれば、処分場容量の拡大につながり、掘削型廃棄物処分場にとって有効な要素技術となる。

(2) 地盤深部で構造物の鉛直支持力が不足する問題

図 5.22 のように、上部が砂層でその下部に軟弱粘土層が堆積している二層地盤で、下部の軟弱粘土層がその低い支持力ゆえに破壊してしまう場合がある。このような問題に適用すれば有利といえる。

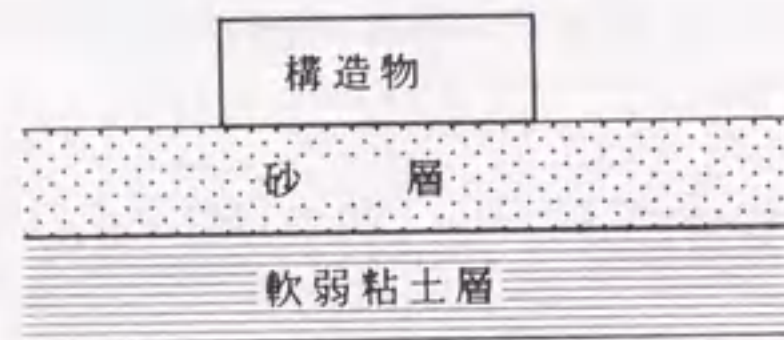


図 5.22 二層地盤

(3) 杭構造物の水平支持力の問題

一般に水平方向力を受ける単杭の挙動を推定する際には、「Chang の方法」が用いられることが多い。実際に非常に多くの機関でこの方法が採用され設計に供されている。

「Chang の方法」は杭を弾性ばりとして解くもので、基本式は以下のようである。

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} = -P = -pB$$

ここに、 $EI$ :杭の曲げ剛性 ( $\text{kgf/cm}^2$ ),  $x$ :地表面からの深さ ( $\text{cm}$ ),  $y$ :深さ  $x$  における杭の水平変位 ( $\text{cm}$ ),  $P$ :深さ  $x$  における杭の単位長さ当りの地盤反力 ( $\text{kgf/cm}$ ),  $p$ :深さ  $x$  における杭の単位面積当りの地盤反力 ( $\text{kgf/cm}^2$ ),  $p=P/B$ ,  $B$ :杭幅 ( $\text{cm}$ ) である。

地盤反力  $P$  の考え方には様々なものがあるが、設計では地盤を弾性体と考えるのが普通である。すなわち、 $E_s$  を地盤の弾性係数 ( $\text{kgf/cm}^2$ ),  $k_h$  を横方向地盤反力係数 ( $\text{kgf/cm}^2$ ) とすると、

$$P = E_s \cdot y, \quad p = k_h \cdot y$$

である。したがって、例えば図 5.23 のように SCP 打設後に、強度が増加すれば弾性係数や横方向地盤反力係数も大きく評価できることになる。また、打設後の地盤では長期にわたって  $K_0 > 1.0$  が維持されることから、水平変位が抑えられ、杭基礎の性能アップにつながると考えられる。またこの他、摩擦杭や NF(ネガティブフリクション)の問題など、杭構造物全般に適用できる。

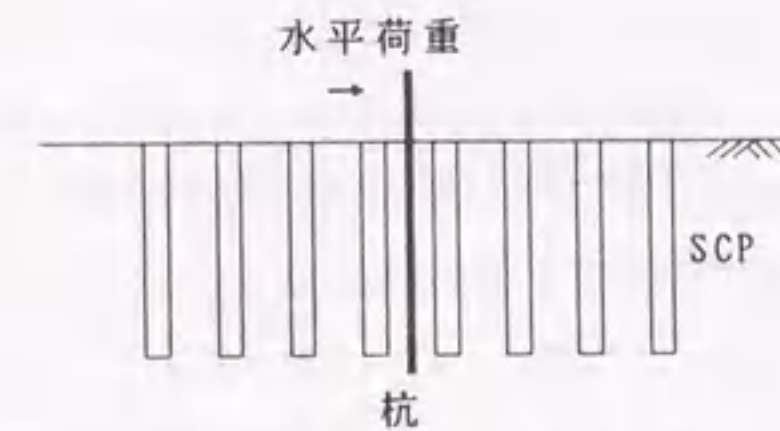


図 5.23 複合地盤中に打たれた杭

(4) 護岸前面の改良問題

護岸前面(海側)やあるいは防波堤下の改良端部などの受動土圧を受ける位置での砂杭は、上載荷重による平均有効応力の増大が見込めないことから、従前の改良効果の評価は低いままに留っている。しかし、SCP の排土効果を考慮することによって、杭間粘土の強度増加が期待できるので、これを設計に取り入れれば、低置換 SCP の場合、より一層の経済的断面を設定しうるものと思われる。

(5) 砂の代替材として建設残土を用いた地盤改良

本章 5.2.2 で検討した結果、砂の代替材として剛性の低い杭材料を用いても、杭の排水性能



さえ満足させられれば、杭が萎んで杭材料が杭上端から押出されることはなく杭はその径を維持でき、粘土地盤の長期にわたる強度上昇は同様に得られることがわかっている。

最近では地盤改良用の良質な砂が少なくなっており、例えば東京地区では千葉産の山砂を水洗いしシルト分を流し落としてから使っているケースもある。また第6章でも詳細に述べるが、最近の我が国の廃棄物や建設発生土処理の問題はかなり逼迫しており、地盤改良の材料として汚泥を含めた建設発生土や石炭灰などが使用できるのであれば、環境上からも好ましい。そこで杭の材料としては上に述べた低品質なものを用い、排水性はPD(プラスチックドレーン)の併用で補おうという地盤改良の考え方がある(図5.24)。

このような環境を考慮した代替的工法は、今後益々検討されていくものと思われる。

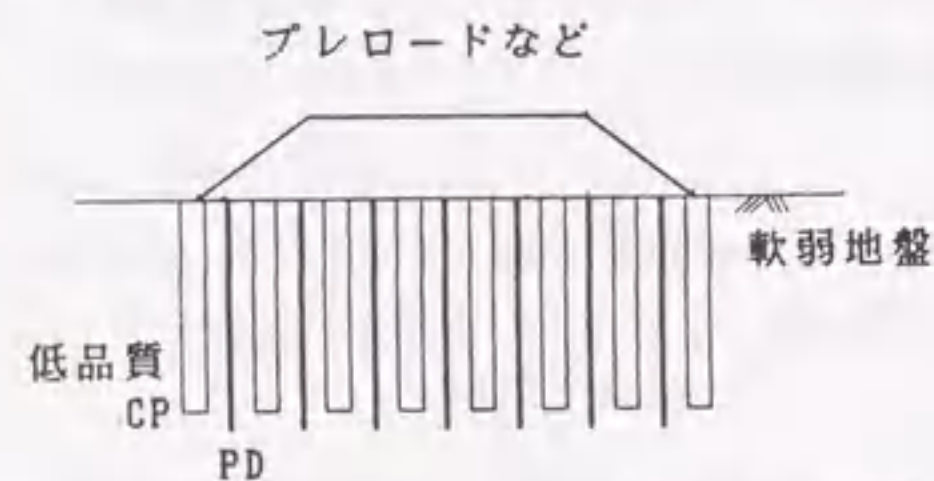


図5.24 低品質材利用CP(コンパクションパイル)とPD(プラスチックドレーン)の組合せ

#### 5.4 サンドコンパクションパイル(SCP)打設による杭周粘土の深部強度増加を利用した大深度掘削解析

SCP打設により粘性土地盤の深いところで原地盤以上の強度増加が実現できることが、前章の検討よりあきらかとなっている。地盤深部で強度が増加するならば、例えば地盤の掘削問題などに非常に効果的と考えられる。従来軟弱地盤の掘削に対しては、例えば掘削勾配を緩くしたり、深層混合処理工法などの比較的高コストな地盤改良で対処してきた。これに対し、SCPの打設のみによって(盛土などのプレロード荷重も必要なしで)、粘土地盤の強度増加が実現できれば、掘削勾配を比較的大きくでき掘削量が減るなど全体的に経済的な施工が可能となる。

軟弱地盤の掘削工事は以下のように施工方法によって2種類に分類できる。

- 1) 陸上掘削工事：掘削内部を排水しながら、あるいは予め全体の水位を下げてから掘削施工するもので、陸上で行われる通常の工事は、その施工の容易さからこの形式をとることが多い。
- 2) 水中掘削工事：掘削内部を排水せずに(内部の水を汲み出さずに)施工するもので、その代表として港湾や河川の浚渫工事がある。

一般に1)の陸上掘削工事の方が、排出する水の方だけ掘削重量が大きくなるので、掘削時に発生する負圧量が大きくなり、その負圧の解消と有効応力の低下のため、地盤は長期的に不安定となる。掘削斜面に変状が観測され構造が不安定になった場合、緊急対策として、排水を止めて水位を回復させて対処する方法もある。

本節ではまずはじめに、1)の陸上掘削工事の場合の地盤改良効果について掘削安定計算の事例を示し、次いで次章以降で対象となる大深度水中掘削工事の解析に移るが、このとき掘削後の長期的な地盤の安定についても詳しい検討を行うことにする。

#### 5.4.1 大規模陸上掘削工事への適用

SCP打設による杭間粘土の強度増加が期待できる地盤の条件として、地盤が正規圧密の粘性土地盤であることが必要である。そうではなくかなり過圧密な地盤の場合、SCP打設によって地盤が非排水せん断破壊される際の過剰水圧発生量は、正規圧密粘土の場合よりもはるかに少ない(場合によっては負圧の発生もありえる)ため、圧密による強度増加はあまり期待できない。

そこで埋立地のような複雑な履歴を受けていない正規圧密粘性土地盤に、図5.25のようなのり面を有する大規模な掘削工事が行われる場合を想定する。掘削斜面勾配 $\beta$ の異なる4種類(図5.26(a) $\beta=18.4^\circ$ (=1:3),(b) $26.6^\circ$ (=1:2),(c) $45^\circ$ (=1:1),(d) $63.4^\circ$ (=1:0.5))の斜面形状を用意した。

土質パラメータを表5.5、初期応力状態を図5.27のように与えた場合の無処理地盤の斜面勾配(傾斜角)と安全率の関係を図5.28に示す。これによると、 $F_s=1.2$ を確保するためには、1:3以上の斜面勾配が必要であることがわかる。

続いて、SCP打設後の強度増加によって、どの程度安全率が上がるかを試算してみる。まず、図5.29の境界条件で、ケーシング径 $\phi 400\text{mm}$ から $\phi 700\text{mm}$ の砂杭が造成されるものとして、打設後の強度増加を計算する。置換率 $a_s$ を10~25%まで4種類とった場合の強度をみたのが図5.30(a),(b)で、あわせて原地盤強度を一点鎖線で示している。ここでは置換率による強度増加の違いはあまりみられていない。



次に、得られた強度分布を用いて掘削安定解析を行い、傾斜角 $\beta$ による $F_s$ の変化を求めた結果を図5.31(a),(b)に示す。時間経過と共に $F_s$ が増大してくるのがわかる。図5.32は破壊時の塑性流れである。時間経過にしたがって破壊が地盤上部に集中してくるが、これもやはり地盤深部が次第に強度増加してくるためである。

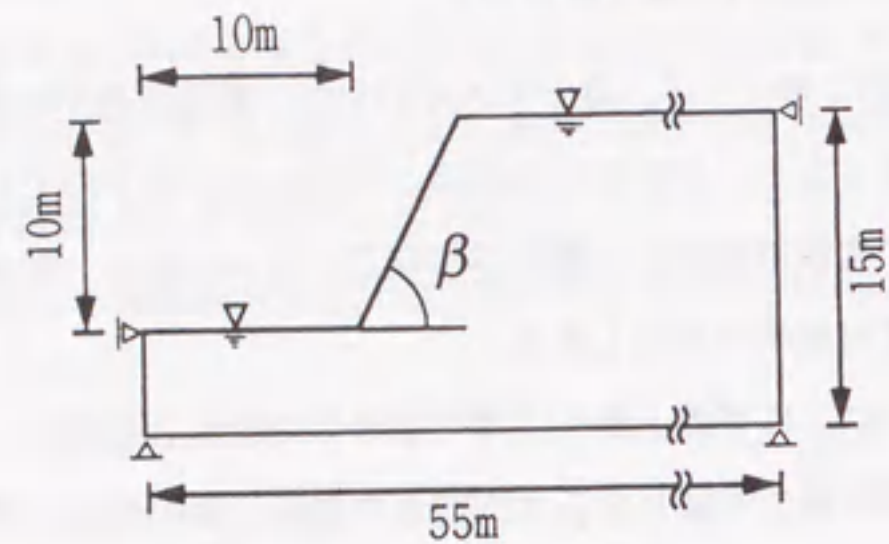


図 5.25 掘削断面

表 5.5 解析に用いた土質パラメータ

$\lambda$	0.25	$\kappa$	0.1304
$M$	1.2	$\gamma_t$	16.17 kN/m <sup>3</sup>
$K_0$	0.7		

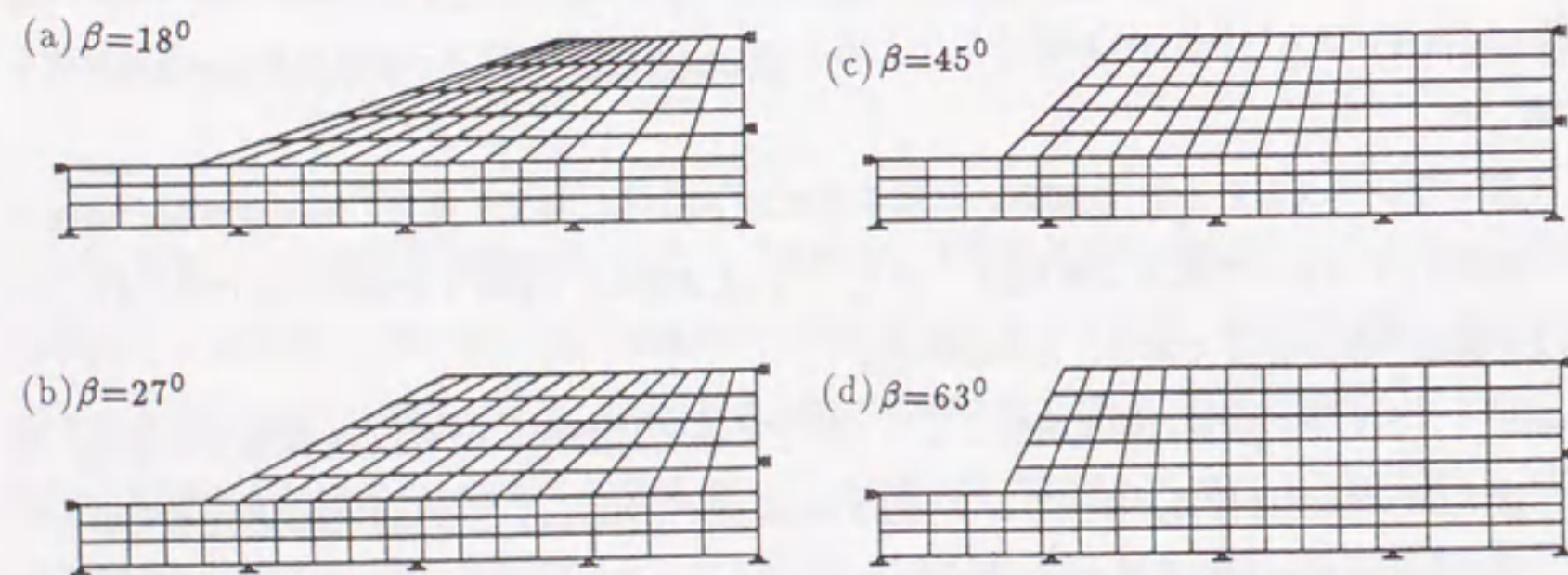


図 5.26 掘削斜面形状

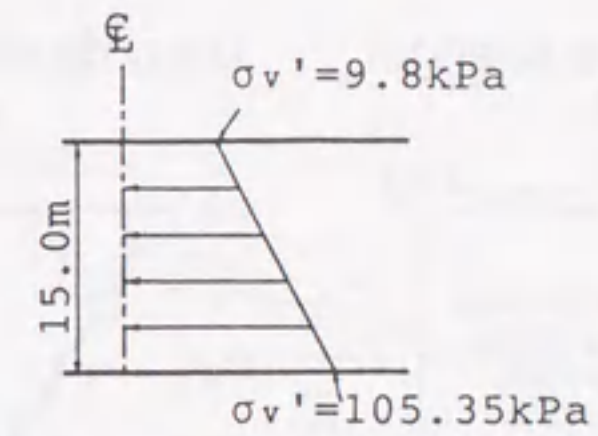


図 5.27 初期応力状態

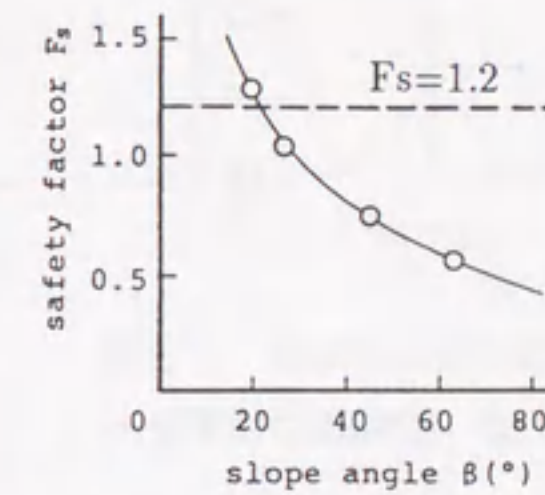


図 5.28 無処理地盤の傾斜角と安全率の関係

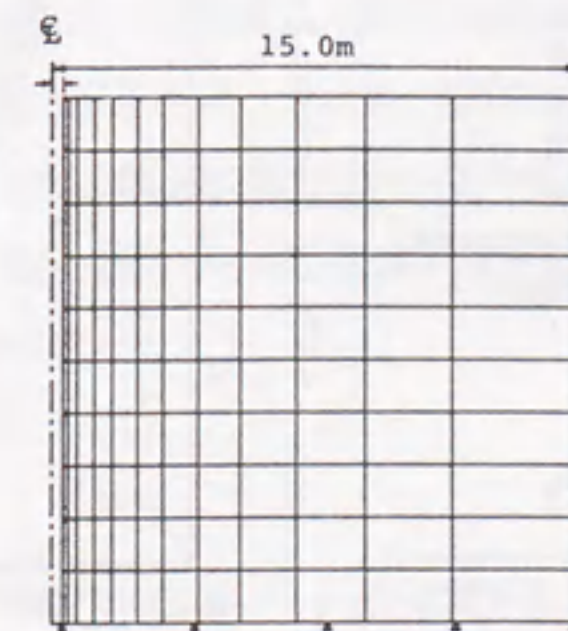


図 5.29 拡幅時の境界条件



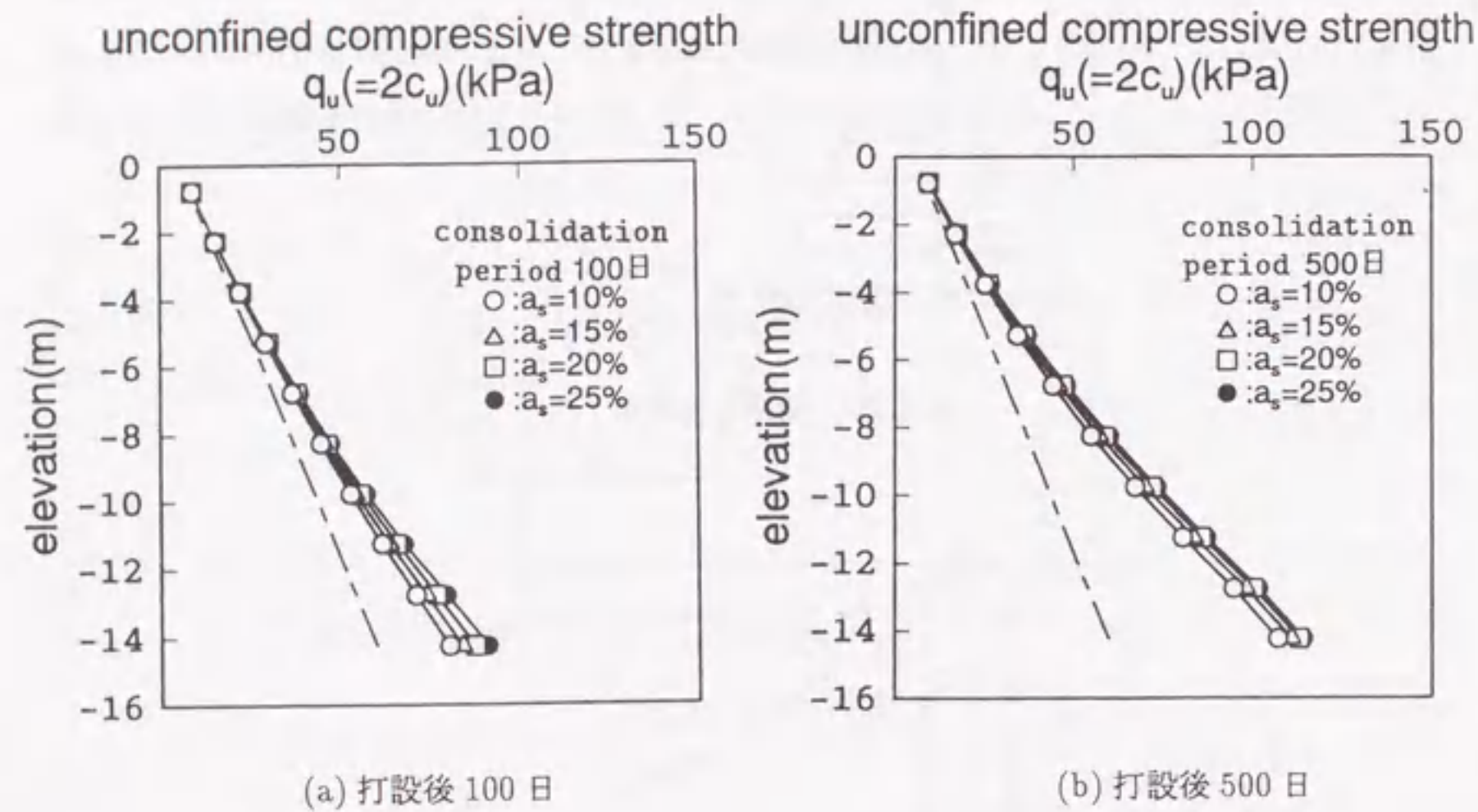


図 5.30 拡幅後の強度分布

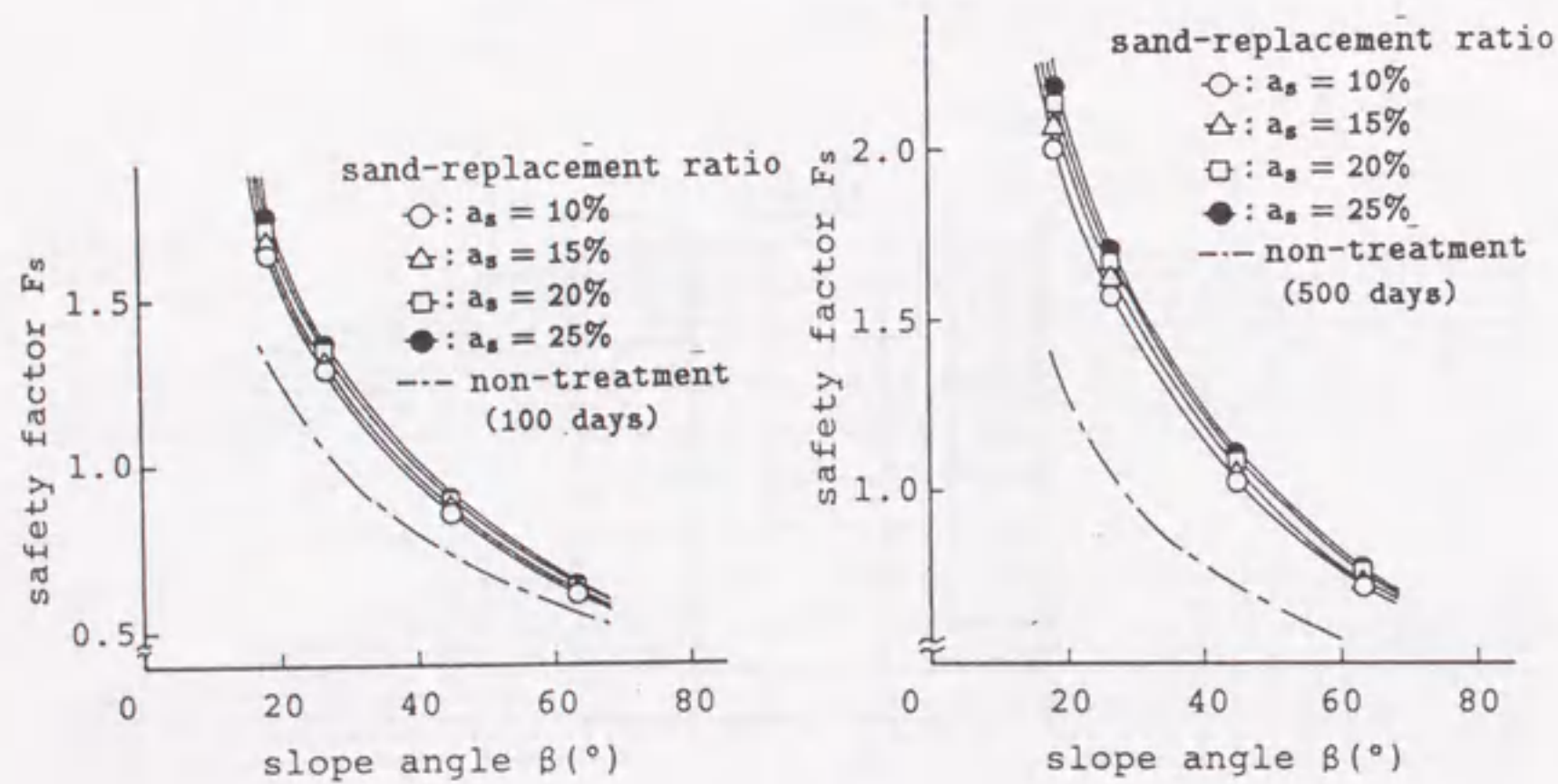


図 5.31 傾斜角 $\beta$ と安全率の関係

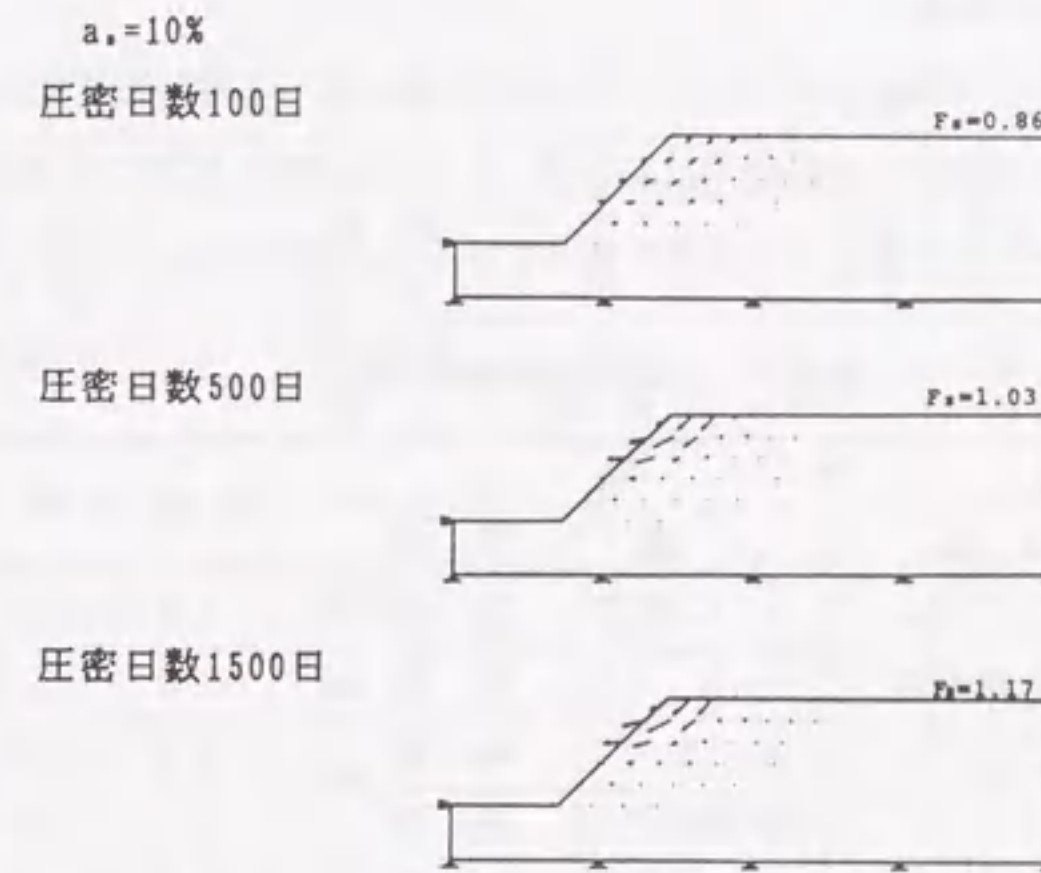


図 5.32 破壊時の塑性流れ図

#### 5.4.2 大規模水中掘削工事への適用

大規模水中掘削工事としては、ひとつは沈埋函と呼ばれる複数のコンクリート製の大断面ボックスを水中に沈め、つなぎあわせて道路トンネルとする「沈埋トンネル」工事がある<sup>3)</sup>。施工時には、沈埋函を投錨などから保護し、またそれ自体を安定させる目的で、まず海底面を掘削し、沈埋函を沈めて埋め戻すという方法が一般にとられる。低置換率 SCP 工法を沈埋トンネルの掘削問題に適用した場合、以下の効果が期待できる。

- 1) 掘削のり面勾配を大きくとれるので、浚渫・埋土量が減り経済的である
- 2) 掘削底面のヒービング防止
- 3) 耐震効果
- 4) 不等沈下防止

このときの掘削のり面勾配については、一応の目安があつてそれを表 5.6<sup>4)</sup>に示す。この表では軟弱粘性土地盤の場合、勾配を 1:3 程度に緩くとることになっている。一方で、土木学会編「東京港トンネル工事誌」<sup>3)</sup>では、諸外国の沈埋トンネル用水中掘削工事の例が示されており、表 5.7 に示す。これによると、地盤の詳細は不明であるが、1:1 程度の大きな掘削勾配もと



られている。また、東京港トンネル工事では、水中掘削の試験工事が行われており、浮泥の流下はあるもののここでも勾配は1:1.5程度で問題ない<sup>3)</sup>という結論が得られている。このあたりも本節で詳しくしらべてみる。

もうひとつの大規模水中掘削工事としては、次章で詳細に述べる掘削型廃棄物処分場がある。まだフィージビリティスタディの段階ではあるが、そこではSCP打設による強度増加効果を考慮した掘削安定は、処分容量をより大きく確保する上で必要不可欠の技術となっている。

表 5.6 土質別掘削斜面勾配<sup>4)</sup>

分類	土 質		斜面勾配
	N 値	状態	
粘土質土砂	4未満	軟泥	1:3.0 ~ 1:5.0
	4~8 "	軟質	1:2.0 ~ 1:3.0
	8~20 "	中質	1:1.5 ~ 1:2.0
	20~40 "	硬質	1:1.0 ~ 1:1.5
砂質土砂	10未満	軟質	1:2.0 ~ 1:3.0
	10~30 "	中質	1:1.5 ~ 1:2.0
	30~50 "	硬質	1:1.0 ~ 1:1.5

表 5.7 諸外国における沈埋トンネル用水中掘削工事例<sup>4)</sup>

トンネル名	地質	建設地点	のり面勾配	浚渫深度 (m)	航路水深 (m)
デトロイトウインザー	粘土	河	1:1 1:0.5	-25.7	-13.7
ディーズアイランド	シルト	河	1:5	-22	-12.8
レンツブルグ	粗砂	河	1:2.5	-23	-11.3
チュサピーク	砂とシルト	湾	1:2.0	-35	-15.7
リエホルメン	軟弱粘土	河	1:1.5	-13	-6.9
クーン	粘土	運河	1:3	-24.0	-15.5
ハイネンオルト	粘土	河	1:2 1:3	-19.7	-12.0
E-3 シュルデ	軟弱粘土	河	1:1	-24.3	-9.3
パート	湾泥	湾	1:1.5 1:3	-41.0	-28.0
多摩川	細砂	河	1:3	-15	-3.6

実際のシミュレーションを行う前に、まず掘削問題に特有の「長期安定問題」についての検討を以下に行っておく。

(1) 掘削地盤の短期・長期安定解析手法

粘土地盤の掘削時には、掘削直後の応力開放による負の過剰間隙水圧の発生とその後の吸水膨張に伴う有効応力の低下によって、長期的には地盤の強度が低下する。SCPを打設した地盤では、透水性の高い砂杭がある間隔で配置されており、置換率にもよるが例えば本論文第2章で行った試算によると、ピッチ1.7m程度の通常のサンドドレーン(以下SD)による改良で大体2オーダー程度の透水係数の上昇が得られている。SCPを打設した地盤では、透水性が改善されるのに伴い負圧の解消が著しくなると予想されるので、無処理の地盤と比べて、長期的にはより不安定に向うのではないかという危惧がある。

これに対し従来の設計では、掘削後の長期安定に関して、わずかに「港湾の施設の技術上の基準・同解説(改訂版)」<sup>5),6)</sup>の中で、図5.33のように過圧密比(ここでは掘削前後の有効土被り圧の比をとる)に応じて非排水せん断強度  $c_u$  を低減させ慣用の安定計算をする方法が示されているのみである。そこでここでは以下に示す方法によって、SCP打設地盤の掘削後の長期安定性を評価することを試みた。



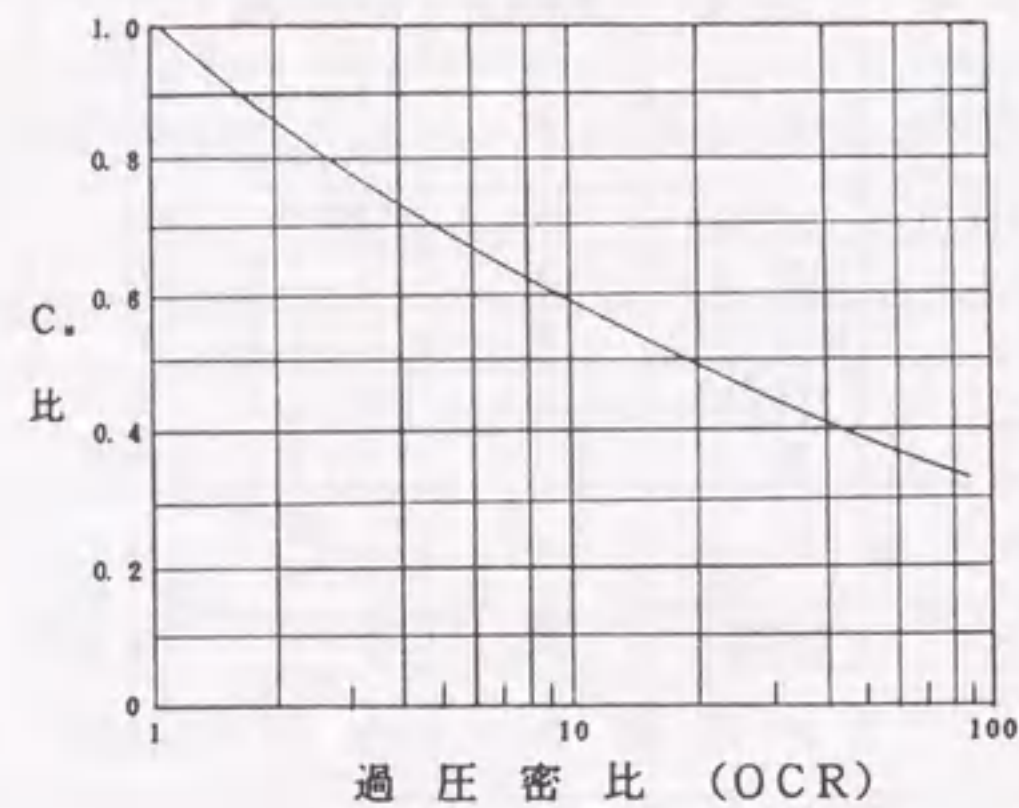


図 5.33 掘削に伴う  $c_u$  の減少比と過圧密比との関係<sup>6)</sup>

Atkinson<sup>7)</sup>は、非排水条件での掘削中の全応力、有効応力の変化のようすを以下のように図示している。図 5.34(a) の土中要素の間隙水圧は、スタンドパイプ中の水の高さで表わされる。今簡単のために瞬間的に地盤を掘削する場合を考える。図 5.34(b) で A→B は全応力経路で、掘削により拘束応力  $\sigma$  が減少し、せん断応力  $\tau$  が増加している。A'→B' は有効応力経路で、一定含水比のもとでの非排水載荷の経路と一致している。

図 5.34(b) に示すように掘削直後の間隙水圧  $u_i$  は静水圧  $u_0$  以下であり、過剰水圧  $\Delta u_i$  は負の値となる(図 5.34(a) でスタンドパイプの水位が外の水面よりも下がっている)。

斜面の形状(ジオメトリー)が変わらないとすれば、時間が経過しても全応力は B 点で変化しないが、負の過剰水圧は消散する。有効応力経路 B'→C' は、吸水による膨潤とそれに伴う平均有効応力の低下を現している。(C' 点は過圧密状態にあり、カムクレイモデルでは図 5.34(d) における膨潤壁(Swelling Wall)<sup>8)</sup>内に位置する。) C' からの新しい非排水パスは、B' 点を通る降伏曲面まで  $p'$  一定で上昇し、降伏曲面からは通常の非排水パスとなる。これはさらに弾性膨潤が進んだ C'' 点でも同様である(図 5.34(c))。

実際の計算では、簡単のため図 5.34(c) の比体積変化から破壊時平均有効応力  $p'_f$  を求める。すなわち、弾塑性圧密変形解析によって膨潤中の各時点で得られた比体積変化  $\Delta v$  と、CSL(critical state line) から  $p'_f$  が以下のように求められる(図 5.34(c))。ただし、今は簡単のため  $K_0 = 1.0$

としておく。まず、

$$p'_{f0} = p'_0 \cdot \exp(-\Lambda)$$

で現状から非排(吸)水でせん断破壊する場合の平均有効応力  $p'_{f0}$  を求めておき、

$$\frac{p'_f}{p'_{f0}} = \exp\left(\frac{\Delta v}{\lambda}\right)$$

から体積変化後に非排(吸)水でせん断破壊する場合の平均有効応力  $p'_f$  を求め、付録 A2.1 に示す剛塑性解析を実施し、安全率を求める。

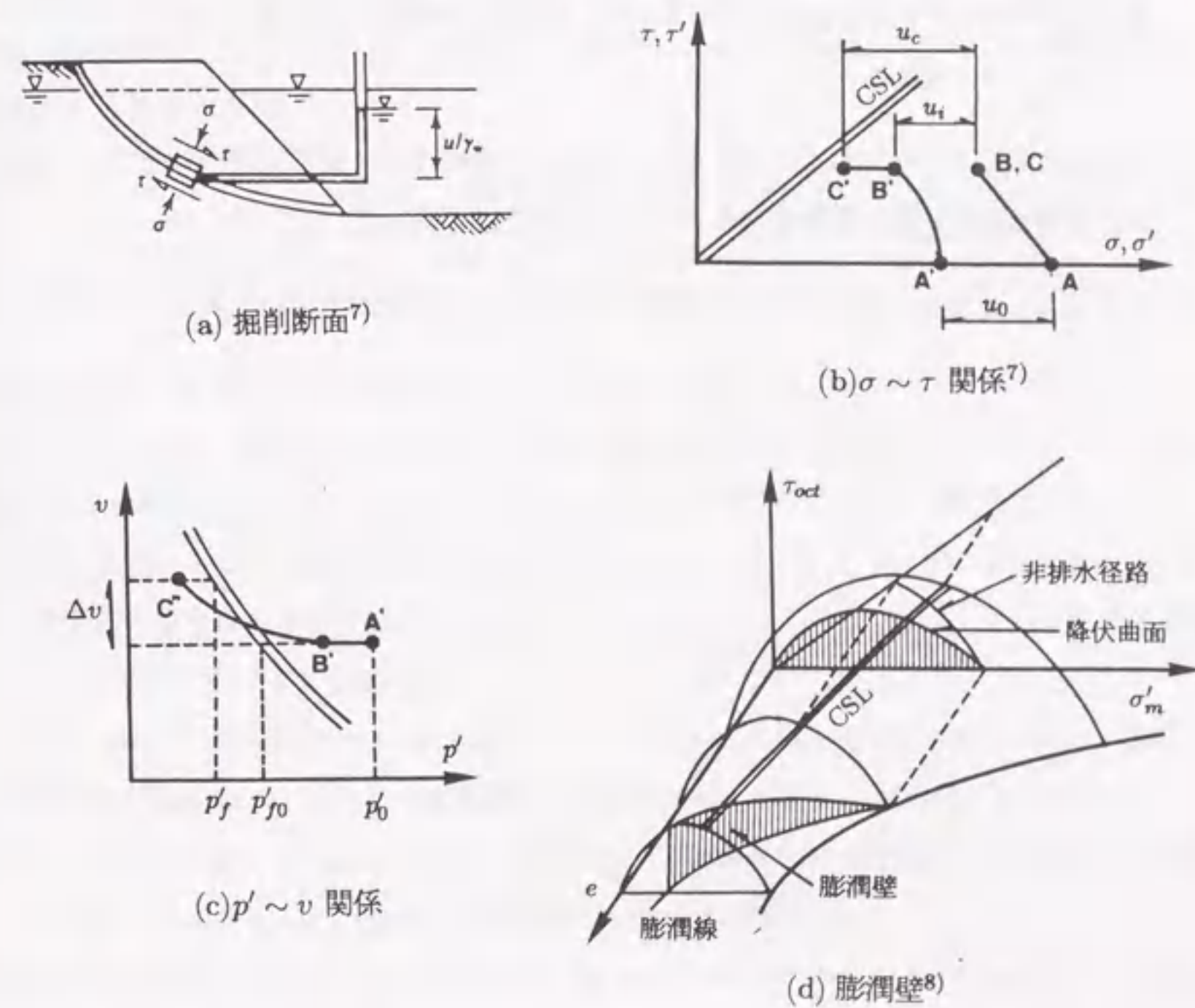


図 5.34 掘削時の全水頭と有効応力経路

以上の考え方は時間をかけて掘削する場合にもまったく同様に適用できる。ただし、応力状態が CSL(critical state line) の近く、すなわち破壊近傍に達すると、数値解析上の誤差が大きくなるので注意しなければならない。



なお、ここで「短期安定」とは、瞬間的に掘削(除荷)し非排(吸)水で破壊する場合の安定問題を指し、実際には掘削後の弾塑性変形計算を行わずに直接剛塑性解析から安全率を求める。また「長期安定」とは、徐々に掘削(除荷)し、さらに放置期間内に負の過剰水圧が消散することによって破壊に至る場合の安定問題を指し、実際にはまず弾塑性掘削変形計算を行って、逐一得られる応力状態と体積変化から剛塑性解析によって安全率を求める。

以後に行う解析内容は次の通りである。

- 1) まず SCP 打設前の原地盤において、短・長期安定計算により掘削時の安全率を求め、実際に長期の安全率がどの程度低下するかを、東京湾の沖積粘土を想定しながらシミュレーションによって求める。
- 2) SCP 打設により杭間粘土の強度増加を考慮した場合の短・長期安定解析を行い、透水性が改善された地盤で長期安全率がどう推移するかを調べる。
- 3) 以上をふまえた後、斜面勾配と置換率を種々変えた各掘削断面に対し安全率の推移をしらべる。

## (2) 掘削地盤の短・長期安定解析

実際に東京湾の沖積粘性土地盤を水中掘削する場合、長期的にどのくらいの安全率の低下があるのかを弾塑性変形解析と剛塑性解析(RPFEM)によって求めてみる。弾塑性変形計算では、まず掘削期間内に、換算した節点荷重を除去(節点に上向き荷重をかける)した後、放置期間をとって、各経過日数ごとの有効応力分布と体積変化を求めておき、これらをもとに剛塑性有限要素解析を行う(図 5.35)。

解析では、第 6 章で詳しく述べる東京湾沖積粘土地盤を想定し、表 5.8 に示す土質パラメータを用いている。掘削深度は海底面下 25 m、掘削勾配は 1:1 とし、使用した有限要素メッシュおよび境界条件を図 5.36 に示す。掘削期間  $T$  は簡単のため  $T=0.0005(0.0)$  日とし掘削期間中は非排(吸)水条件とした。

表 5.8 解析に用いた土質パラメータ

$\lambda$	$\kappa$	$M$	$\rho(KN/m^3)$	$K_0$	$k(cm/s)$
0.6	0.3	1.0	4.90	1.0	$10^{-7}$

計算の結果、短期安定の安全率は  $F_s=1.16$  となり、掘削勾配 1:1( $45^\circ$ ) ではやや安全率が不足している。また、掘削期間後の日数と長期安全率の関係を図 5.37 に示す。これによると、海底面下 25 m 程度の水中掘削では、負圧の解消によって長期的に安全率は下がるものの 1.0 を下回ることはない。これは陸上掘削で掘削坑内の水をすべて汲み上げてしまう場合と比べて、水中での掘削の場合には掘削荷重は約 1/3(水 1.0 に対し土 0.5 の密度の場合) となり、発生する負圧自体が相対的に小さいためである。

掘削後 1400 日経過後までの要素 14, 27, 67 の有効応力径路をそれぞれ図 5.38 に、要素 27 の体積変化を図 5.39 に、また負の過剰間隙水圧の時間変化を図 5.40 に示す。要素 27 のストレスパスなどをみると、Atkinson の示した図のとおり、非吸水状態の掘削後、有効拘束圧が低下し、要素は不安定に向っているが、破壊までには致っていない。

図 5.41 は掘削後 700 日経過後の変形図で、図 5.42 は短期安定時における塑性流れ、図 5.43 はその時の破壊時過剰間隙水圧分布である。深部で大きな負圧が出ているが、負圧の絶対値が静水圧を越えることはない。



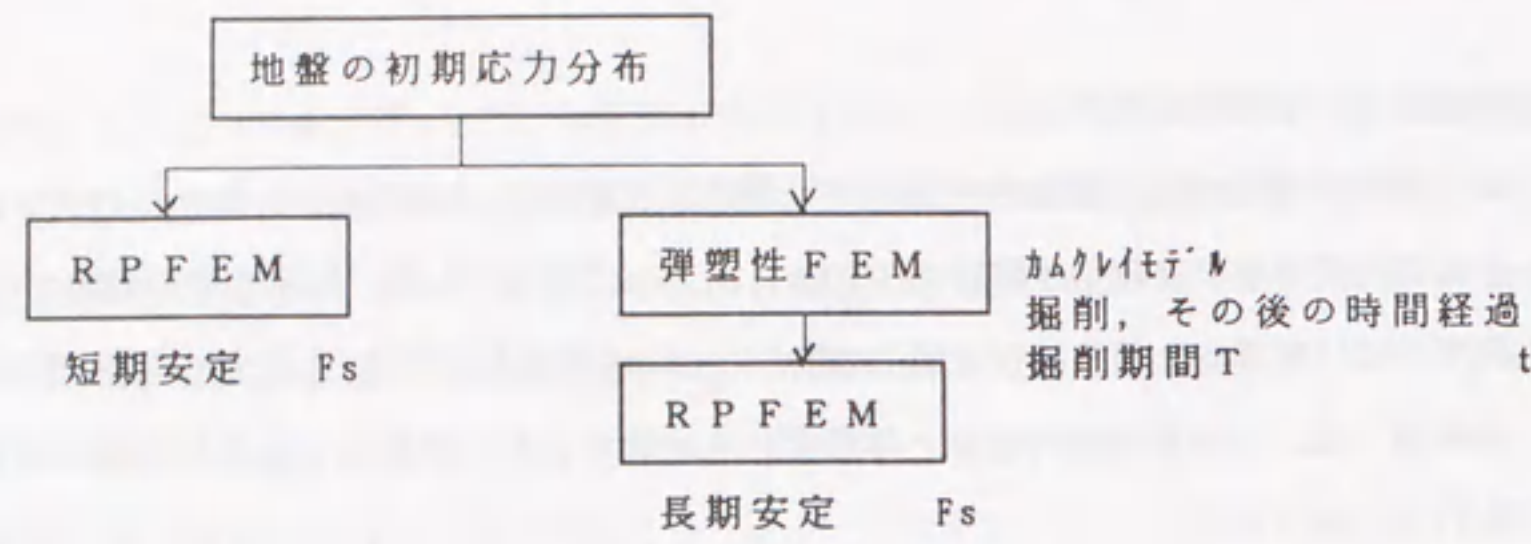


図 5.35 掘削安定解析方法

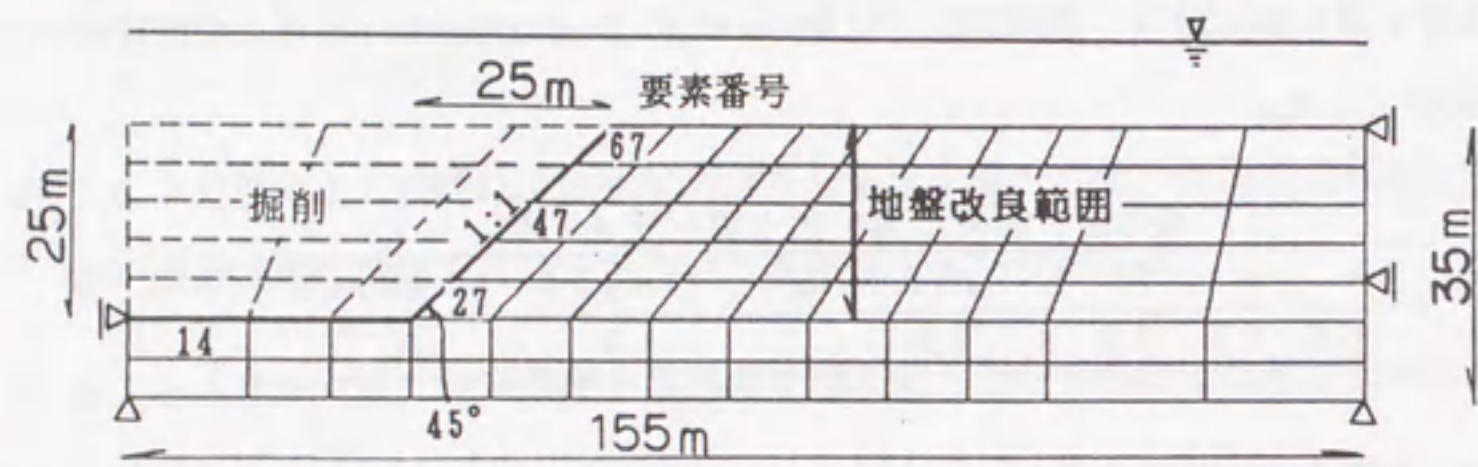


図 5.36 有限要素メッシュと境界条件

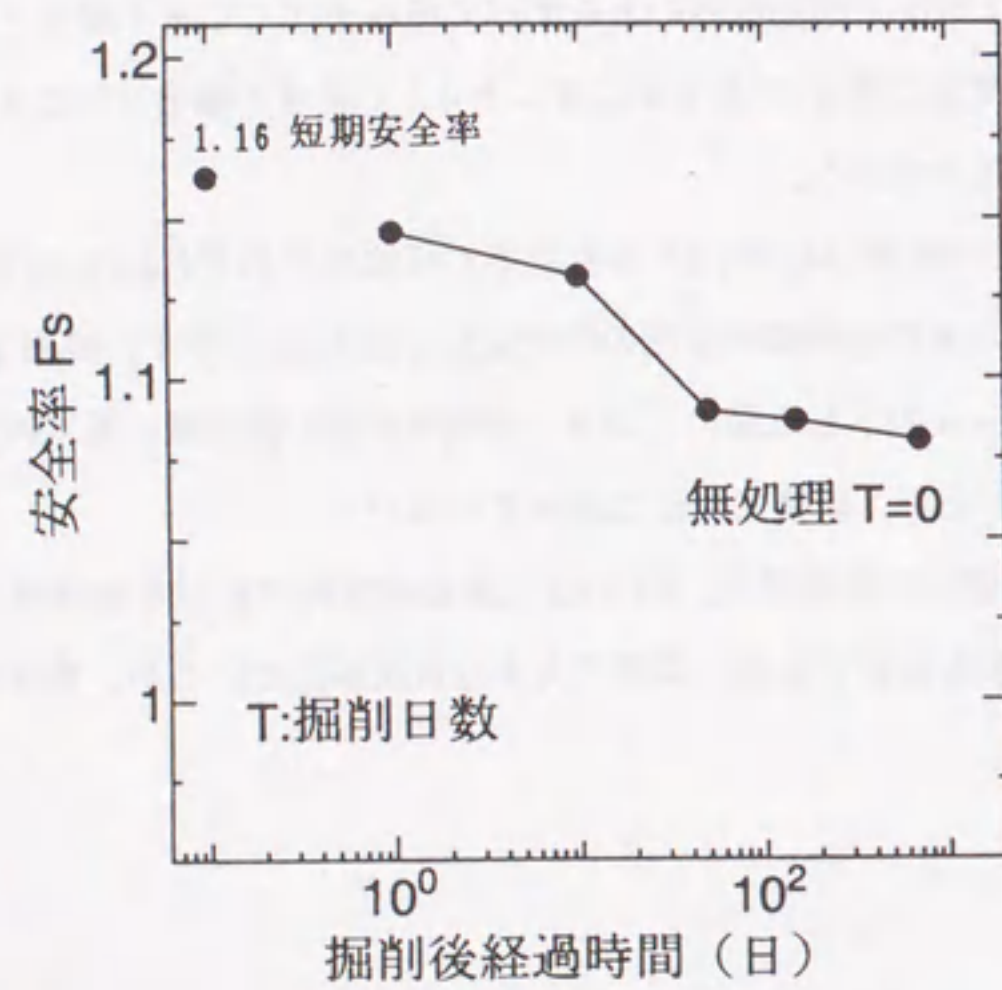


図 5.37 掘削期間後の安全率の経時変化

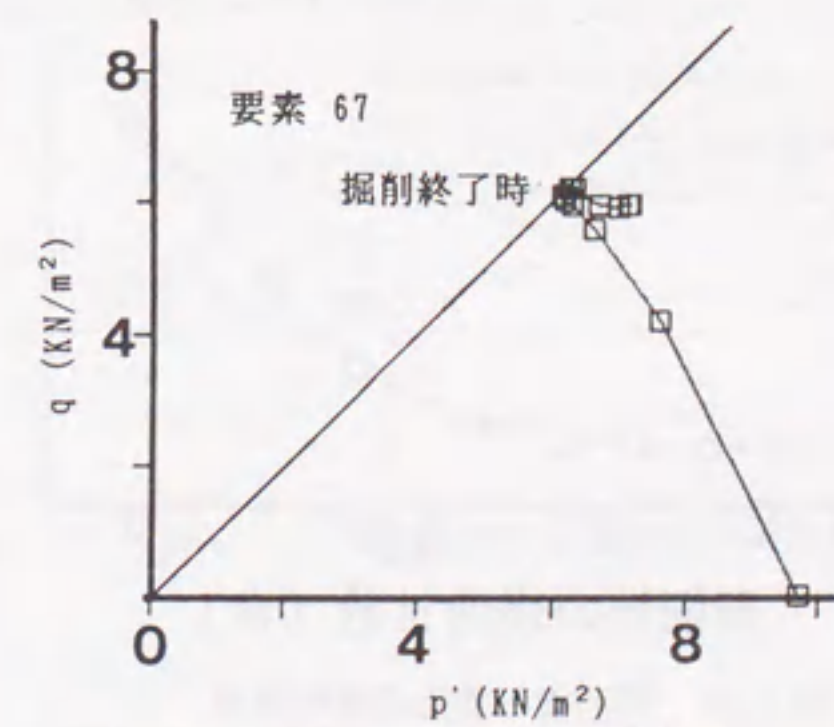
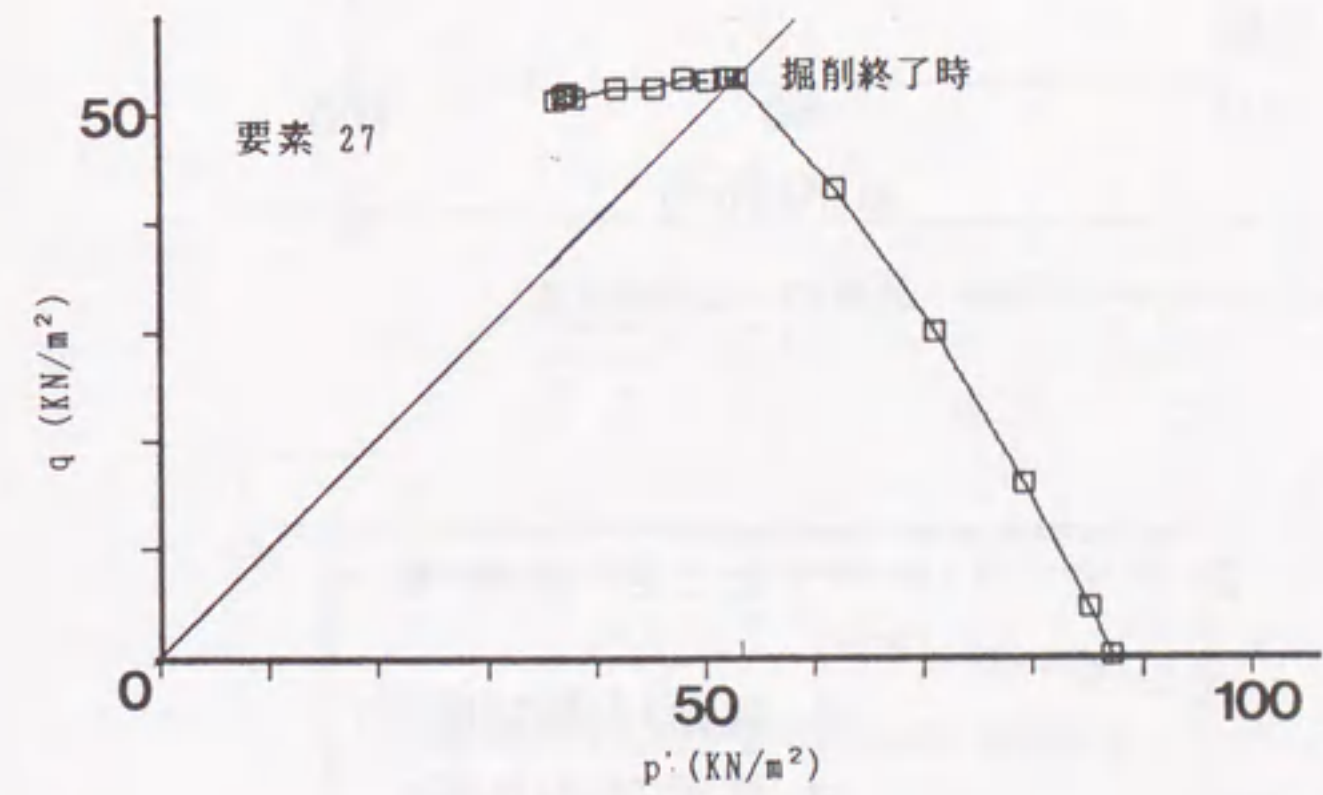
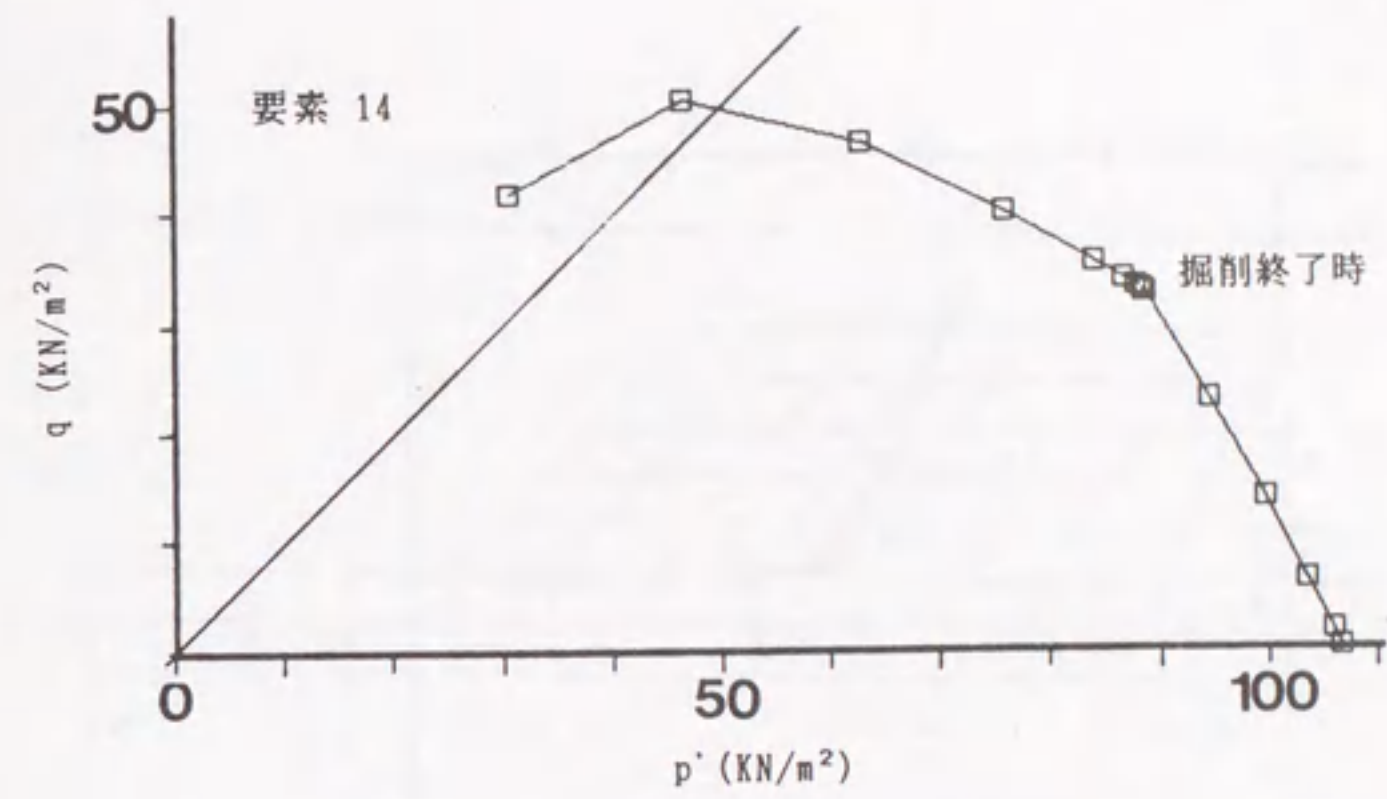


図 5.38 掘削後 1400 日経過後までの各要素の有効応力径路



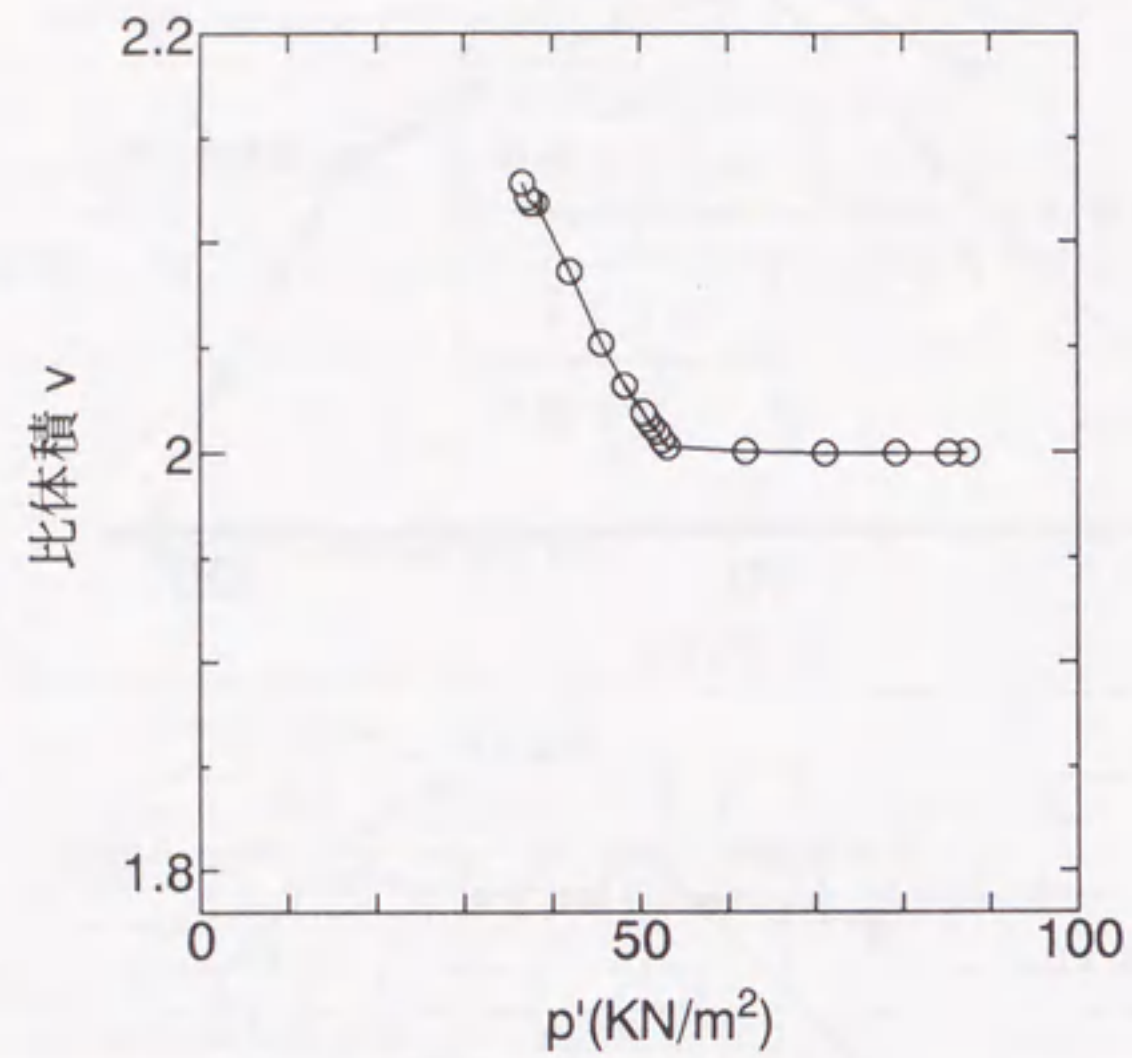


図 5.39 要素 27 の比体積変化

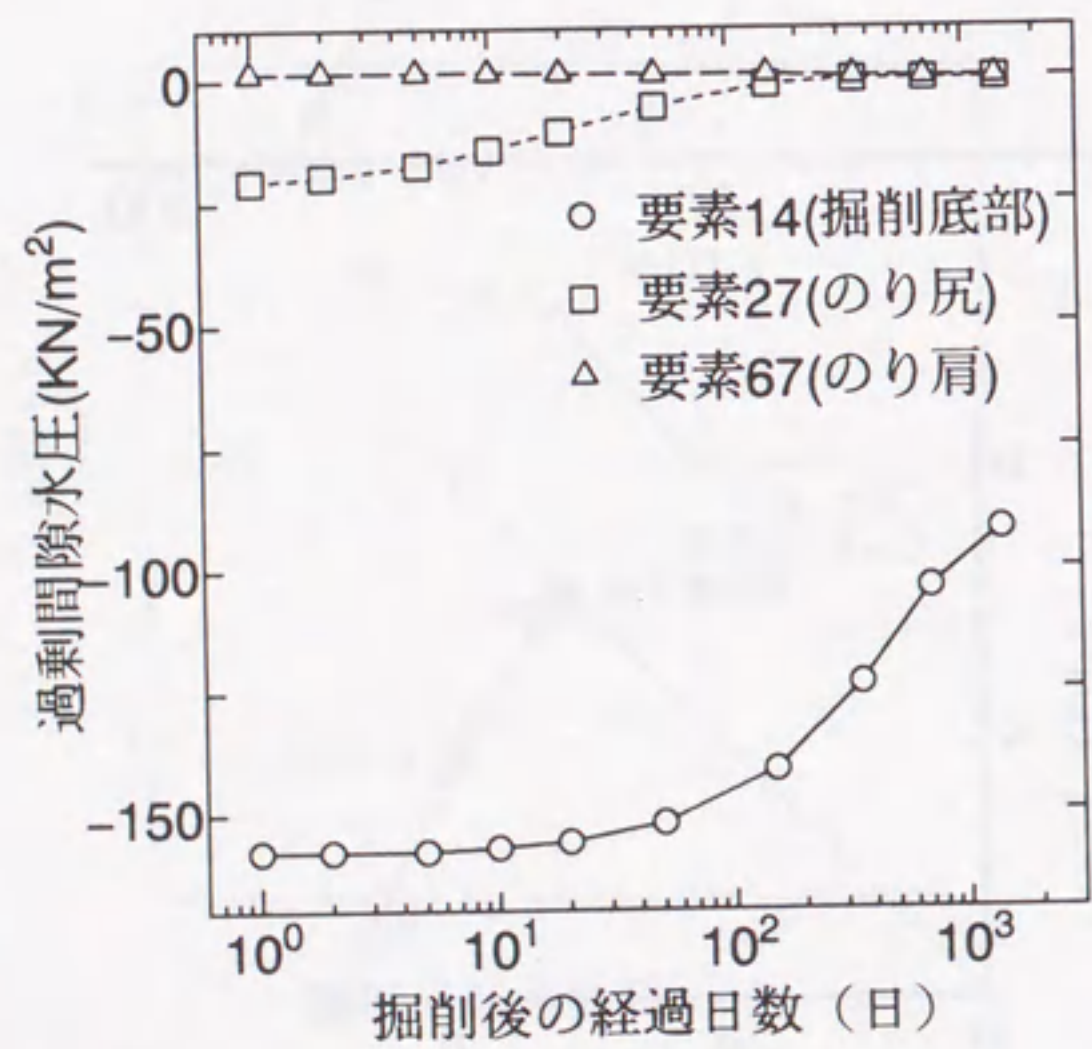


図 5.40 掘削後の負圧の経時変化

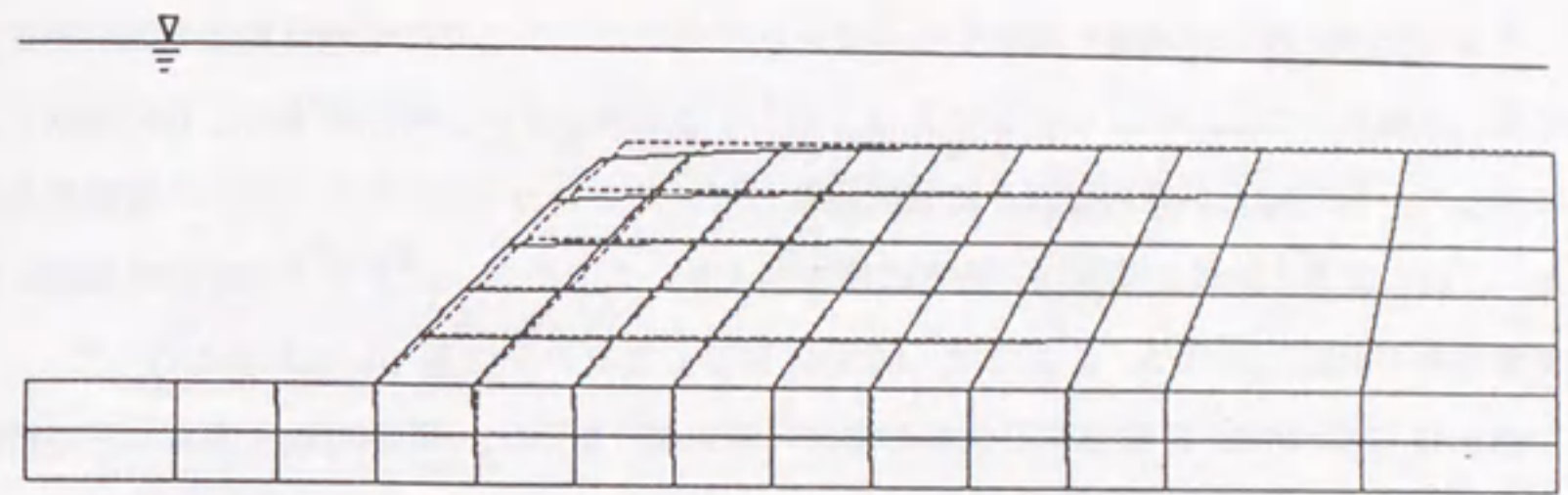


図 5.41 掘削後 700 日経過後の変形図

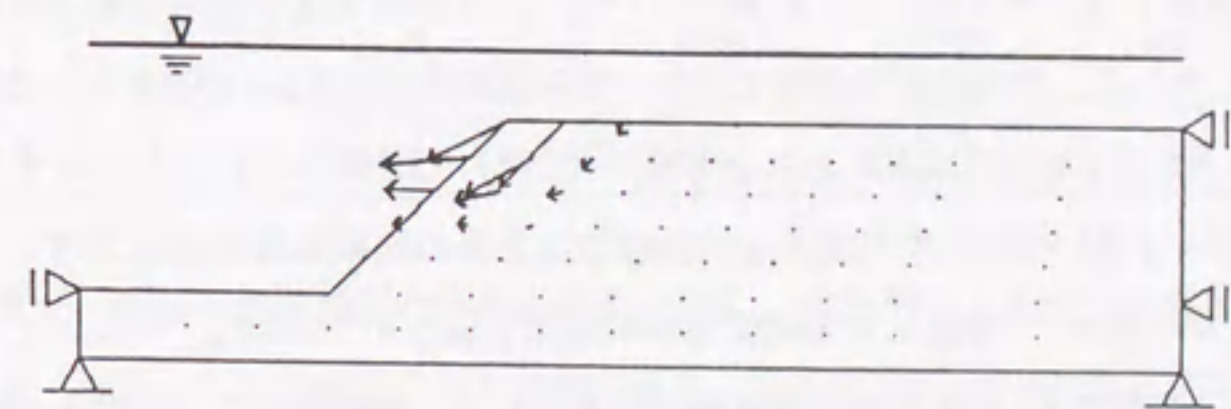


図 5.42 短期安定時における塑性流れ

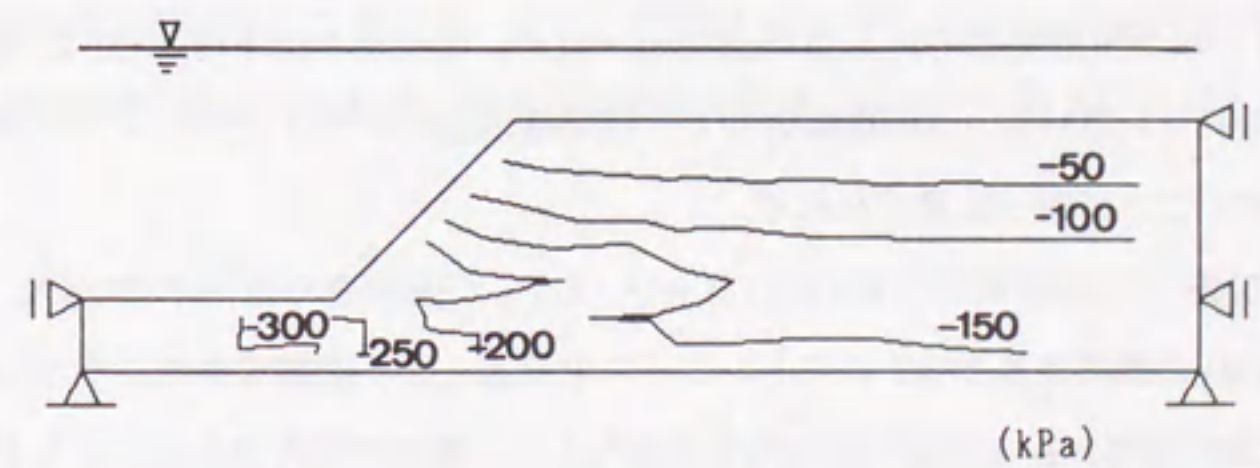


図 5.43 短期安定時の破壊時過剰間隙水圧分布



(3) 地盤改良後の掘削安定解析

今までは無処理の原地盤を掘削する場合をみてきたが、ここでは地盤改良後の掘削安定を考える。本章前半では、SCP の打設によって発生する過剰水圧が、時間経過とともに消散するのに伴って、杭間粘土が原地盤以上に強度増加してくるという SCP のもつ新しい機能を見出した。これによると地盤の深部ほど強度の増加が大きいことから、SCP を大深度掘削問題に適用できるとの見通しが立つ。ここでは、図 5.44 に示したフローに基づいて計算を行った。

図 5.45 には、SCP 打設後の安全率の推移（模式図）を示す。SCP 打設後過剰水圧の消散に伴い強度が増加してくるが、ここでもやはり地盤の掘削とともに安全率は長期的には低下してくる。しかし図 5.45 のように、低下後の安全率が長期的に所定の安全率を上回っておれば、とりたてて SCP 打設地盤の掘削後の長期安定を心配しなくてもよいわけである。そこでまず長期安全率から調べてみる。

まず解析断面は図 5.36 と同じで、原地盤の土質パラメータも表 5.8 に示す通りである。ここでは解析を通じて  $K_0 = 1.0$  として計算している<sup>1)</sup>。なお改良後の透水係数は原地盤のそれに対し 100 倍している。改良深度は全域ではなく掘削底面までの 25m の改良とした。置換率はここでは 10% とし、砂杭は  $\phi 1000$  から  $\phi 1600$  へ拡張して造成していくものとする。

軸対称モデルを用いて行った杭間粘土の強度増加計算の結果を図 5.46 に示す。この強度増加（平均有効応力の増加）を考慮した短期安定解析結果を図 5.47 に示す。

今回は SCP 打設後 60 日経過後の強度増加量を用いて、掘削期間  $T=0.0005$ 、100 日の 2 ケースについて計算を行った。長期安定の計算結果を含めて表 5.9 に示す。図 5.48 に掘削後の経過時間と安全率の関係、図 5.49、図 5.50 にそれぞれケース (1-1)、(1-2) のストレスパスを示す。

これらによると、無処理の時と同様に、掘削後の長期的な安全率の低下は少ない。実際に、ケース (1-2) の場合短期安全率が 1.35 程度であったが、安全率の低下は 1000 日（約 3 年）経過後でたかだか約 0.1 である。この理由として、無処理地盤のケースと同じように掘削後の負圧の発生が少ないことが第一に挙げられる。

また、図 5.48 では掘削期間が長い方（ケース (1-1)）が安全率の低下が少ない。この原因は図 5.49、図 5.50 の要素番号 27,47 のストレスパスを見るとよく理解できる。すなわち、ケース (1-1) では、掘削期間が長く地盤の透水性も良好なため、掘削直後の負圧がほとんど発生しておらず、したがって安全率の低下が僅かしかみられなかったものと考えられる。

以上より、SCP 打設によって地盤の透水係数が 100 倍程度増加したとしても、もともと水中掘削工事では、発生する負圧量が相対的に小さいために、長期的な安全率の低下は少ないこと

がわかる。

表 5.9 長期安全率の計算結果

ケース		(無処理)	(1-1)	(1-2)
改良率		0%	10%	10%
改良後の透水係数 (cm/s)		-	$10^{-5}$	$10^{-5}$
改良後の経過日数 (日)		-	60	60
掘削期間 T (日)		0.0005	100	0.0005
短期安定				
無処理		1.163	1.163	1.163
SCP による				
地盤改良後 30 日		-	1.307	1.307
地盤改良後 60 日		-	1.350	1.350
長期安定				
掘削後 1 日		1.146	1.296	1.291
10 日		1.132	1.293	1.270
50 日		1.090	1.293	1.259
150 日		1.087	1.292	1.257
700 日		1.081	1.292	1.253

以上をふまえ、斜面勾配を変えた各掘削断面に対し、置換率による安全率増加のシミュレーションを行う。なお、ここでは得られた結論に従い、長期的な安全率の低下はさほどではないと仮定して、短期安定のみによる検討を行っている。計算条件は置換率  $as=10\%, 30\%$  とし、打設後 60 日経過後に掘削を開始するものとする。ここで、 $as=30\%$  のときの強度増加の経時変化を図 5.51 に示しておく。図 5.52 は掘削斜面勾配と短期安全率の関係であるが、SCP 打設による強度増加効果が顕著にみてとれる。また、冒頭にも述べたように、東京湾程度の地盤で水中掘削する場合地盤の安定に限れば、表 5.6 の掘削勾配はやはり少し過大な値であると思われる。



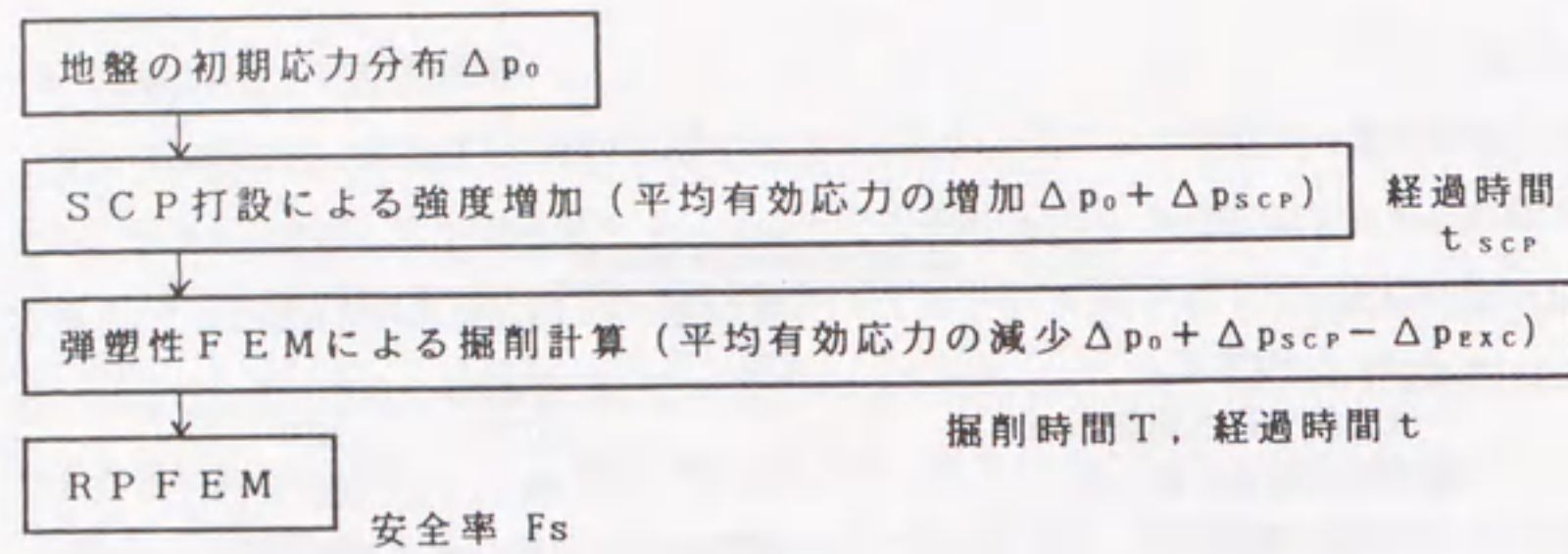


図 5.44 解析のフローチャート

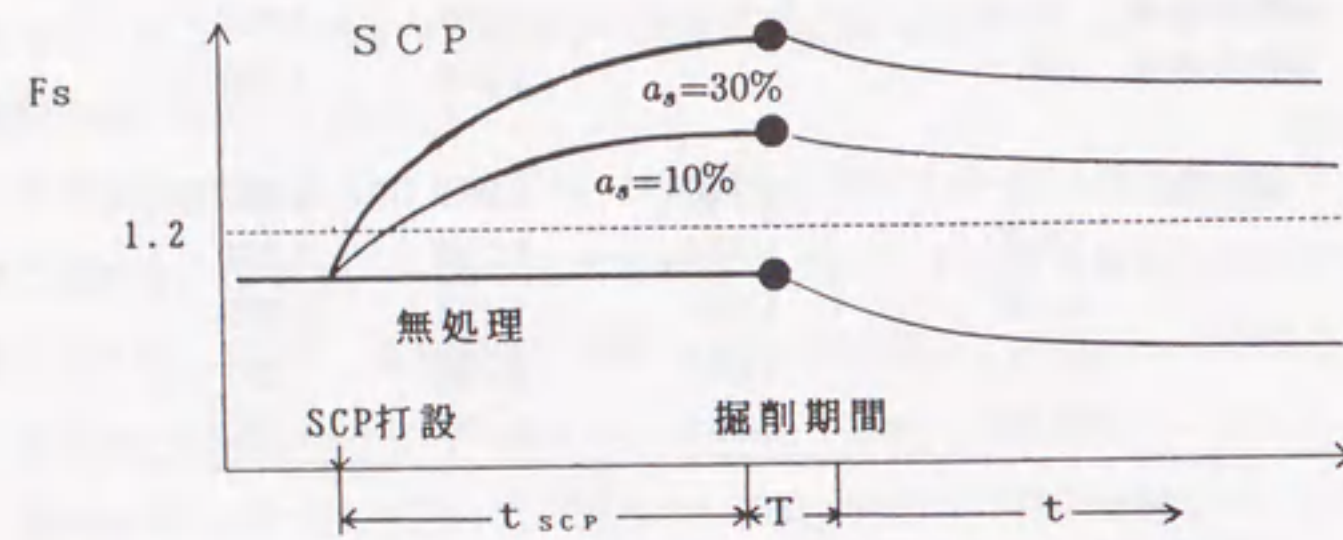


図 5.45 SCP 打設後の安全率の推移 (模式図)

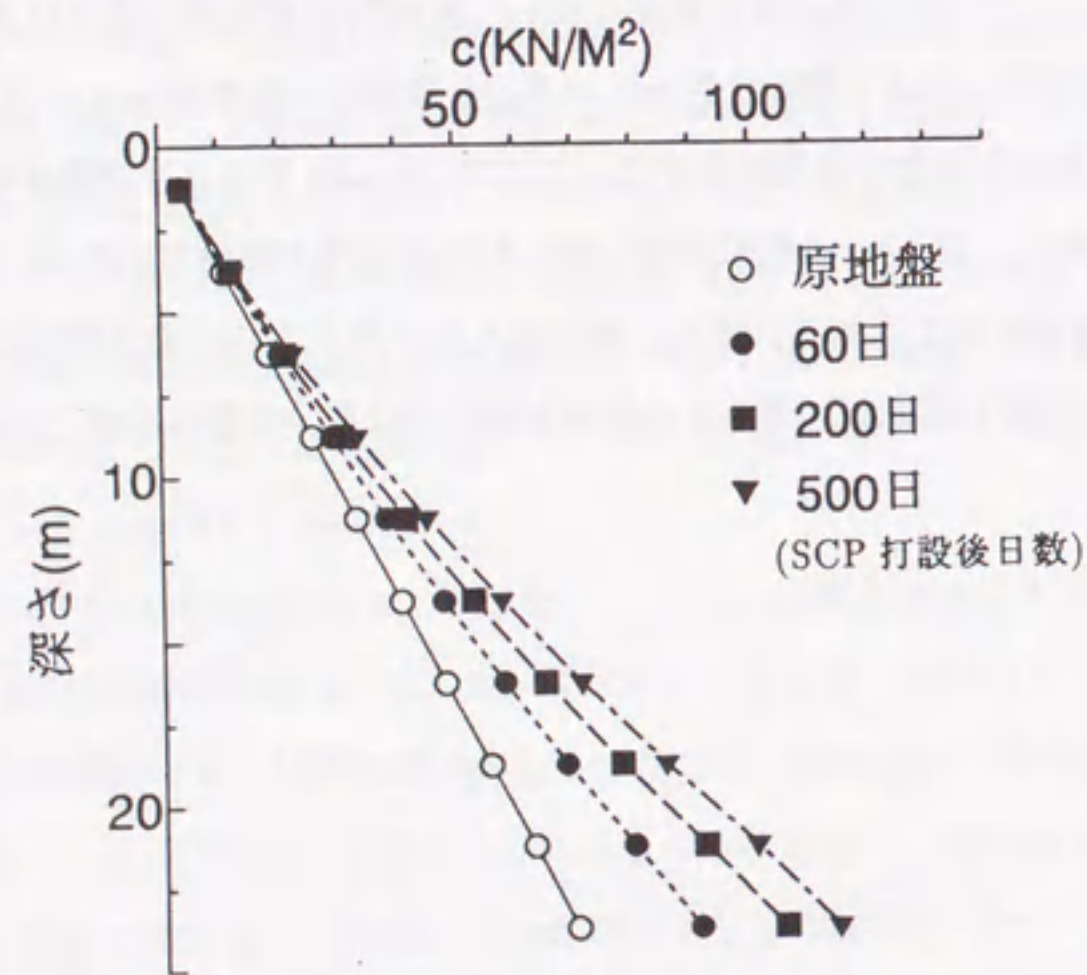


図 5.46 杭間粘土の強度増加の経時変化 ( $a_s=10\%$ )

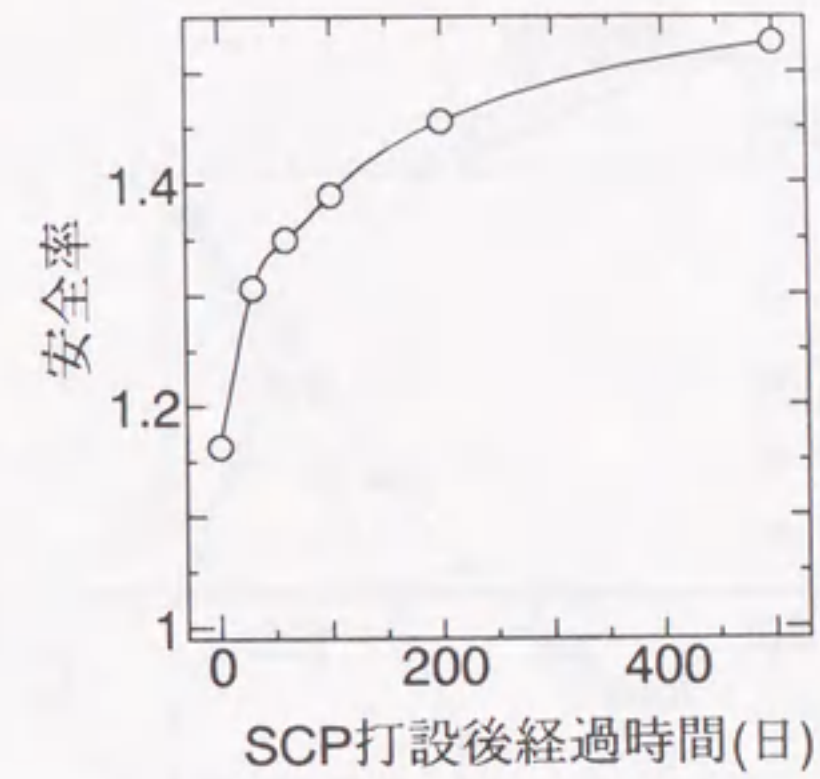


図 5.47 SCP 打設後の掘削安全率の増加

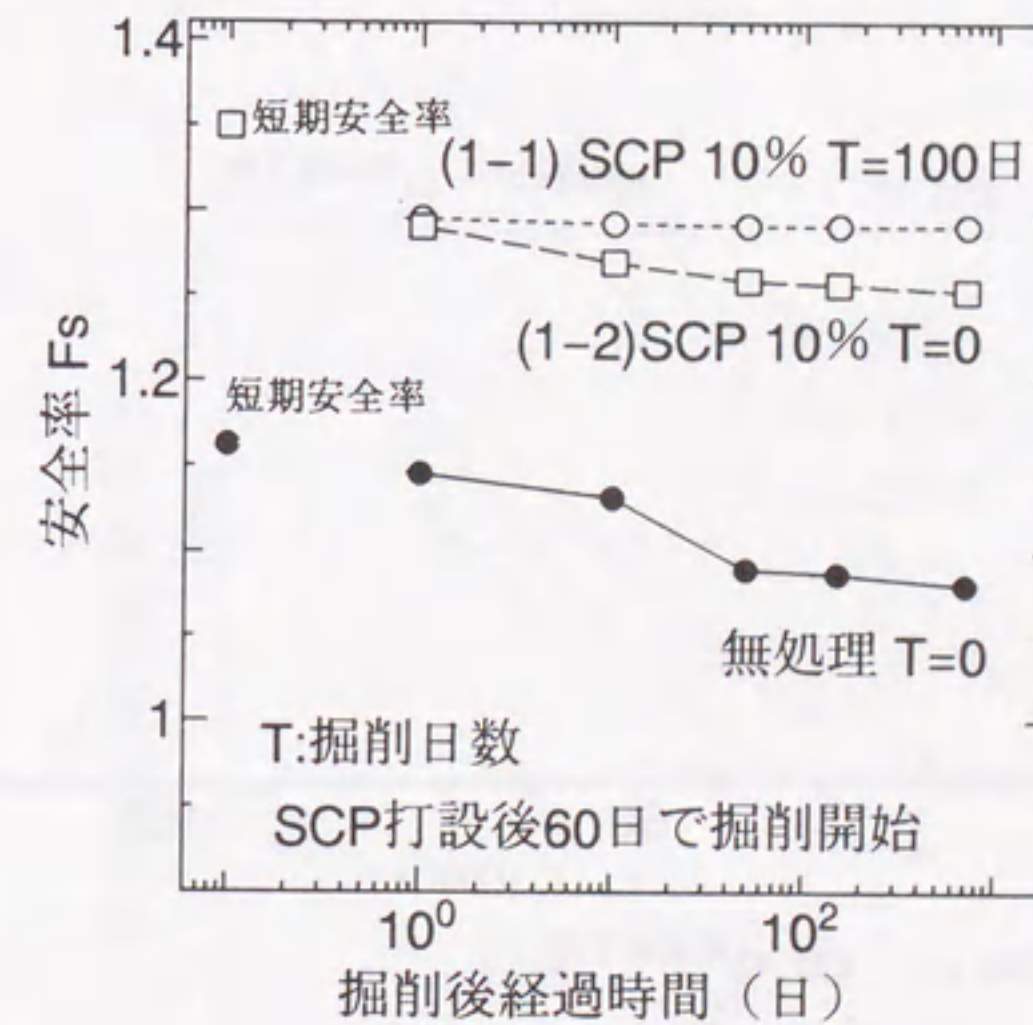
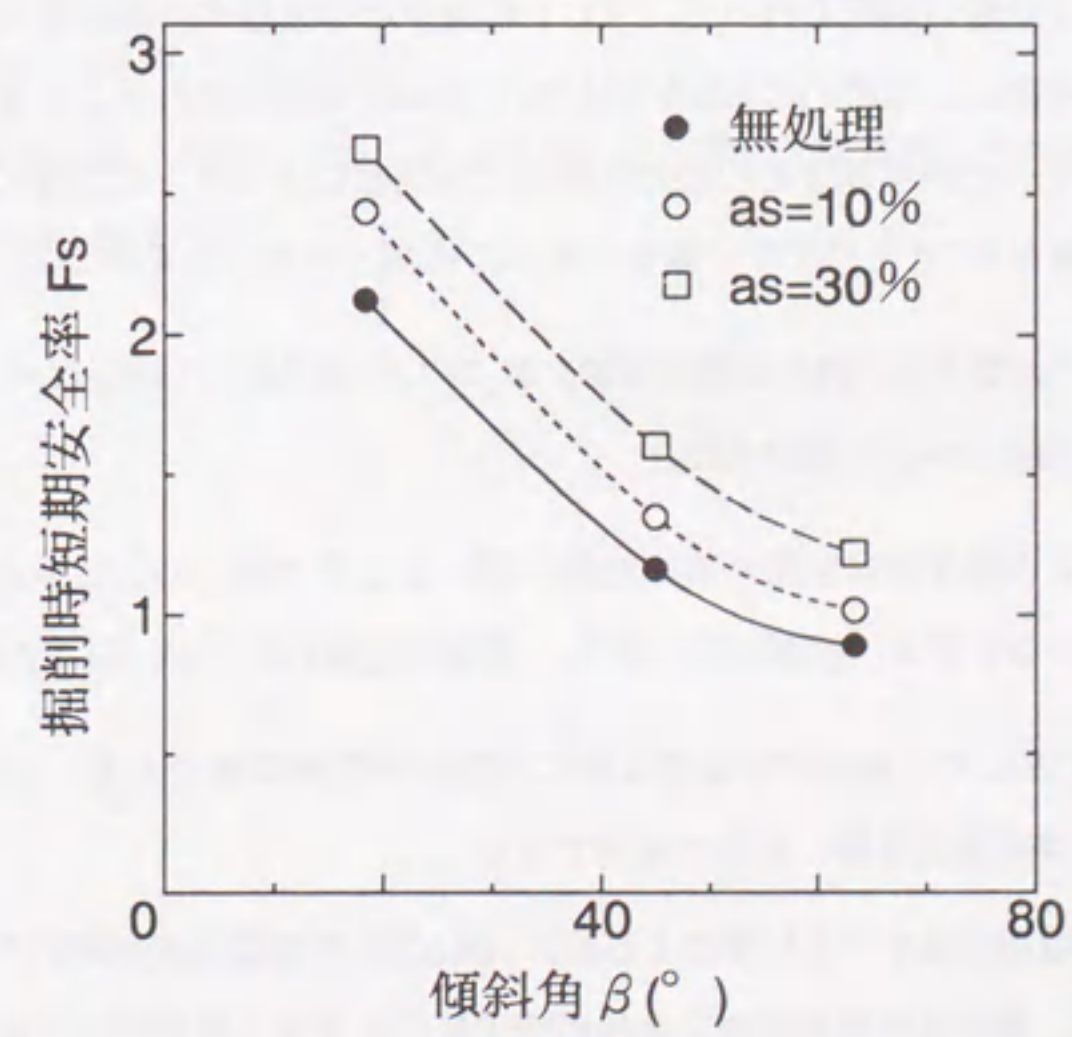
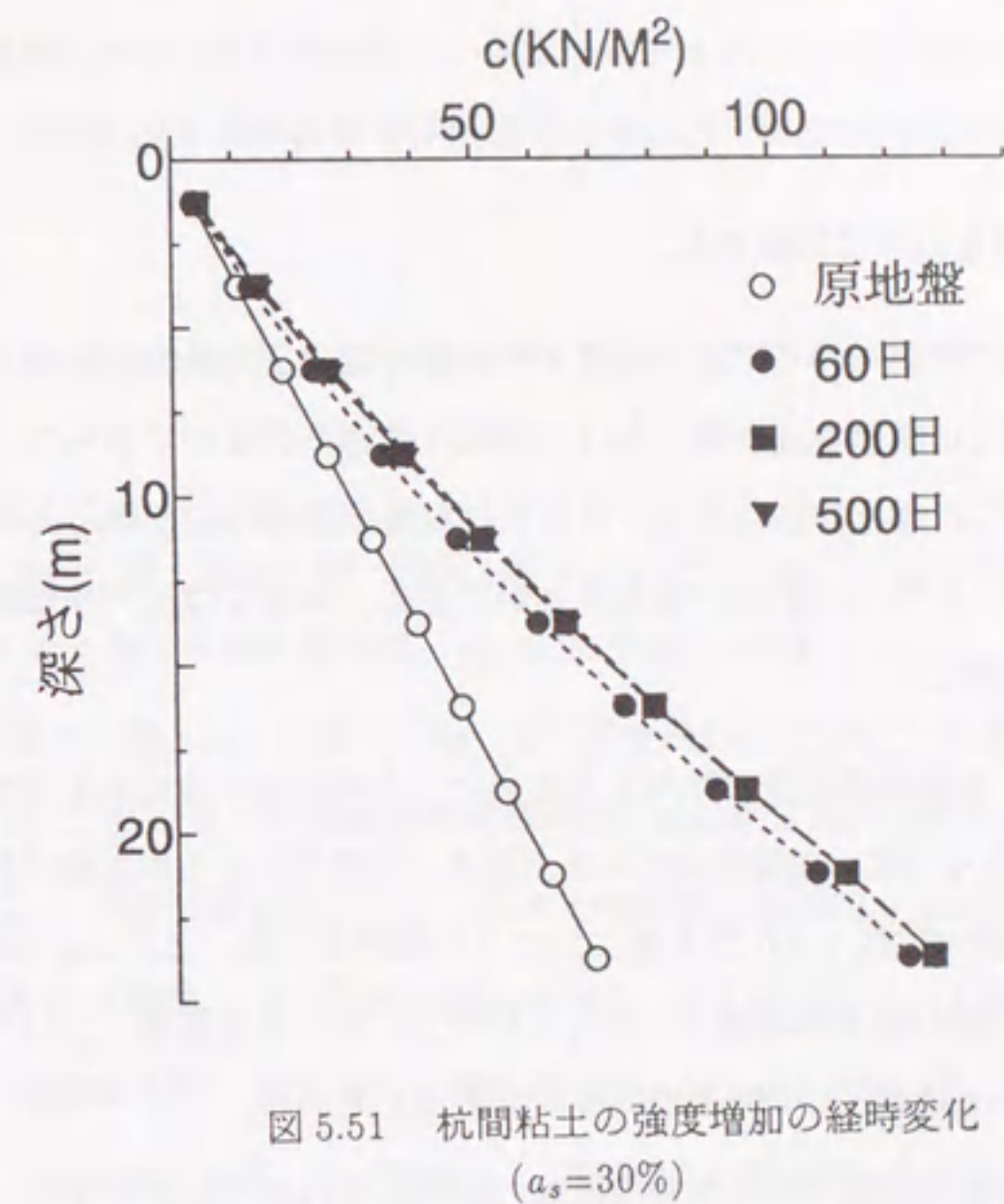
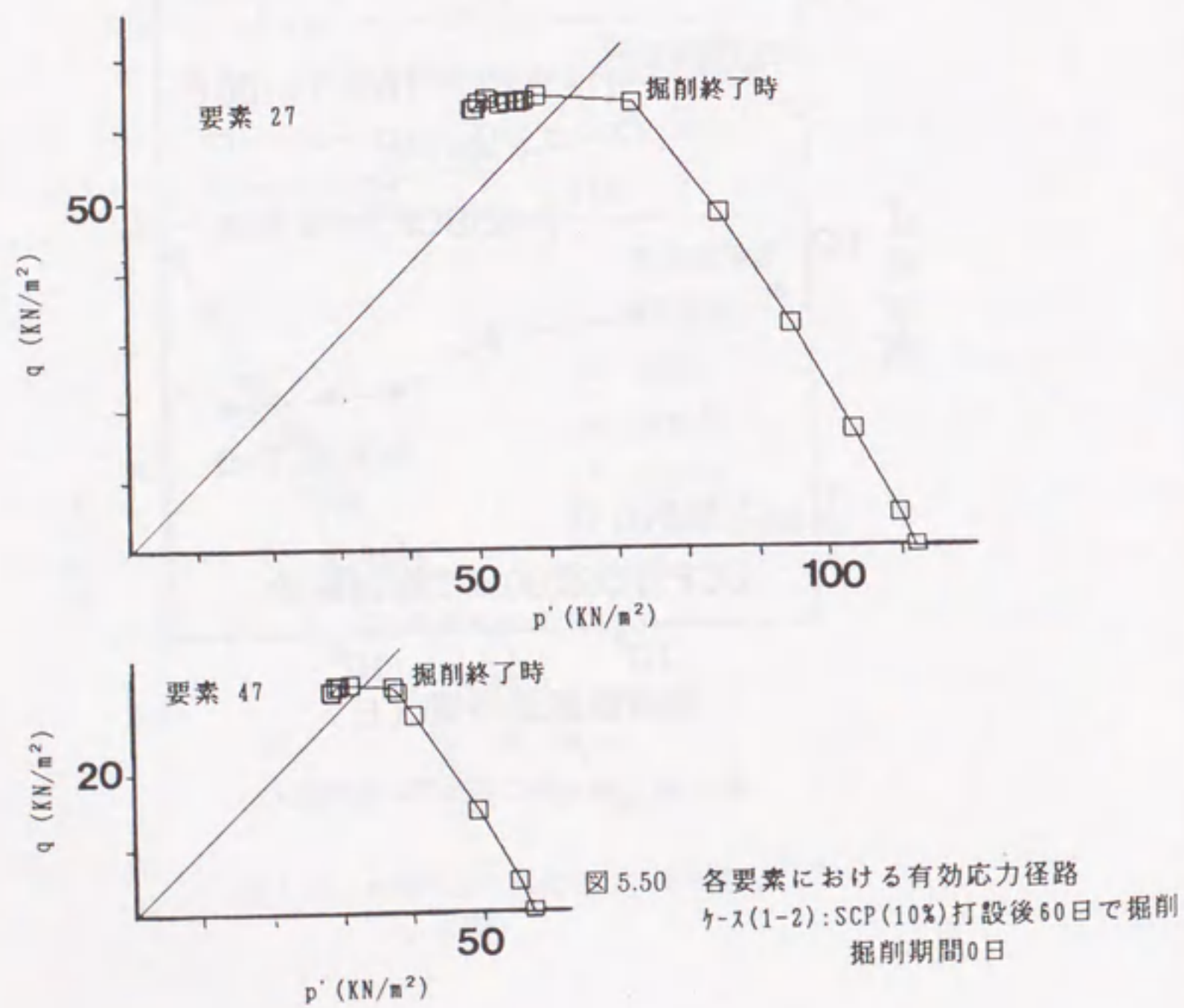
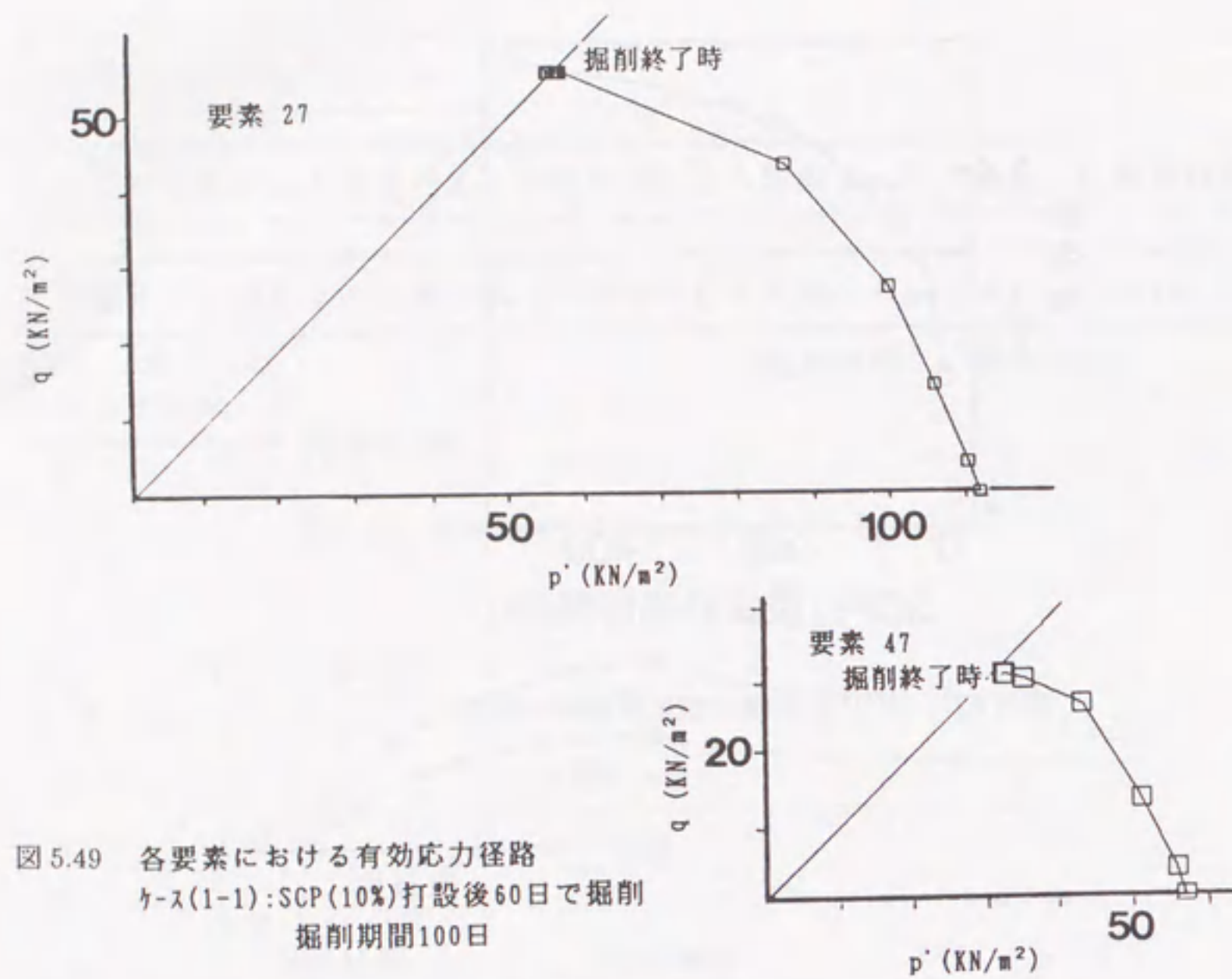


図 5.48 掘削後の安全率の経時変化







## 5.5 結論

本章で得られた結論を以下に列挙する。

- (1) SCP打設直後の地盤内の初期応力状態とその経時変化を定量的に説明することは、SCPの設計・施工に携わる技術者にとって困難な課題のひとつであった。しかし現在では、第4章で示した解析方法により、SCP打設後の地盤内の初期応力状態とその経時変化のようすを、計算上だがい知ることができる。本章ではモデル地盤の解析によって以下の結果を得た。
  - 1) 砂杭拡幅による載荷荷重が作用するために、水平方向に全応力(圧密終了後は有効応力)が大きく出て、鉛直方向応力を上回る。半径方向と円周方向で異なるが平均すれば、地盤内で $K_0 > 1.0$ が長期にわたって維持される。このことは設計上重要で、SCP打設地盤の横方向拘束力をかなり期待できることを意味しており、杭との併用工法や液状化対策としての適用に反映できると考える。
  - 2) SCP打設後の圧密中の水平方向荷重の緩和はそれほど大きくない。そのため圧密荷重は長く作用して、杭間粘土の排水を促し強度を高める。
- (2) 同様のモデル地盤の解析を行って、SCP打設後の砂杭径の時間的変化について解析結果をもとに考察し、比較的柔らかい杭材料でも杭径が維持されることを確認した。また同様の解析で、SCP打設とその後の杭間粘土の圧密によって、次工程における上載荷重による沈下量をSCPを打たない場合と比べて低減し得ることを示した。
- (3) 砂杭打設後の地盤特性(例えば強度増加、 $K_0 > 1.0$ )を設計上の視点から見直し、適用し得る実際の問題について検討した。
- (4) 砂杭打設による強度増加効果が特に地盤の深いところで著しいことから、地盤の掘削問題に適用できると考え、掘削地盤の短期・長期安定解析を行い、以下の結果を得た。
  - 1) SCP打設による強度増加効果は特に地盤の深部で顕著であることから、SCPは地盤の大深度掘削問題に有利に適用できる。
  - 2) 従来の慣用円弧すべり計算による設計(図5.33)や弾塑性変形解析などでは不可能であった、掘削後の長期破壊安全率の時間変化を容易に計算する方法を開発した。

- 3) 水中掘削工事では負圧の発生は小さく、SCPを打設して地盤の透水性が上がった地盤でも長期的な安全率の低下は問題となるほどではない。

## 第5章参考文献

- 1) 木村 保・奥村一郎・三沢久詩・川鍋 修：コンパクションパイル打設地盤の $K_0$ 値について，第21回土質工学研究発表会，pp.1863-1866,1986.6.
- 2) 松岡孝哉・柴田 徹・関口秀雄・八嶋 厚：締固め砂杭によって改良された地盤の応力・変形解析，第21回土質工学研究発表会概要集，pp.1073-1076,1988.
- 3) 日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説，pp.178.，pp.375-397.
- 4) 首都高速道路公団編集，社団法人土木学会発行：東京港トンネル工事誌，昭和52年3月
- 5) 安達逸雄・遠藤聖五郎：最新港湾工事施工技術，pp.116，平成3年，山海堂
- 6) 中瀬明男・小林正樹・勝野 克：圧密および膨張による飽和粘土のせん断強度の変化，港研報告，Vol.8, No.4, pp.103-143, 1969.
- 7) Atkinson, J.H.: An Introduction to the mechanics of soil and foundations, pp.258-260., McGRAW-HILL, 1993.
- 8) 赤井浩一・田村 武：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.90-99, 1978.1.



## 第6章 サンドコンパクションパイル(SCP)による改良を施した 掘削型廃棄物最終処分場の提案

### 6.1 概説

我が国で発生する廃棄物は、年間約4億5000万t(平成2年度実績,平成5年度環境白書<sup>1)</sup>による)におよぶ。これに焼却や鉄分回収など減量化の処理を施しても、年間約1億tは国内のどこかに処分しなければならない。この排出量は、1億8000万m<sup>3</sup>の土砂をもって約6年もの年月を要して埋め立てた平成6年9月開港予定の関西国際空港をわずかに1年程度で埋めつくしてしまう量である。これに建設現場での掘削などによって発生するいわゆる建設発生土(全国で約3億7500万m<sup>3</sup>,平成2年度実績<sup>2)</sup>)の処分量を加えると、遠からず日本列島全体もごみで埋めつくされてしまうのではないだろうか。

日本経済は、戦後の高度成長段階から今日まで、大量生産～大量消費を繰り返すことにより著しい発展を遂げてきた。この社会システムは大量消費社会と呼ばれ、その結果もたらされた我が国の豊かさは“使い捨て文化”とまで形容されるようになった。しかし、行政側の施策、生産者(メーカー)側の責任分担、住民の生活様式などに関わる問題が複合して、最終的に生み出される大量廃棄物は現在まで増大の一途をたどっている。

その一方で、近年廃棄物処理施設、最終処分場の能力不足問題や、最終処分場建設用地の確保が深刻となっている。また、それに加えて日常のように報じられる不法投棄事件や、産業廃棄物の不適切処分による公害事件など、様々な「ごみ問題」が顕在化し社会問題化してきた。これに対し、近年のリサイクル運動にみられるように「循環型社会」への変換が、官民一体となって真剣に考えられ始めているが、再資源化に対しコスト面で大きな壁がたちはだかっていること、再資源化が川下(消費者側)からのアプローチにとどまっていることなどにより、未だその効果は十分発揮されるに及んではいない。

一方、廃棄物には含まれないが、建築基礎、トンネル、共同溝などの地下構造物掘削時に生ずる建設発生土も近年増大の一途をたどっている。このうち粘土分の多い土は、埋め戻し材などへの再利用が難しく、最終的にはどこかに埋立てられ、やはり最終処分場を圧迫する要因となっている。この再利用できない建設発生土の処分も広い意味でのごみ問題に含まれよう。

このような背景のもとで、廃棄物や建設発生土に関する正確な知識はますます重要になってきており、ごみ問題を形成する要因を総合的に勘案しながらその解決策を模索していく必要が

ある。とりわけ、最終処分場の処分容量をいかに拡大し、使用年数を長く維持するかは、時代の要請であり、ごみ問題に対する有効な解決策のひとつと考えられる。しかし、この最終処分場の容量拡大は、社会的に重要なテーマであるにもかかわらず、これまで技術的にほとんど検討されてはこなかった。

そこで本章では、まず前半でごみ問題の現状を把握し、その解決策として廃棄物最終処分場の容量確保が重要なポイントであることを示す。そして後半では、海面最終処分場の容量を拡大する方策として、海底面を大深度まで掘削し、ごみを投入した後、掘削残土を荷重としてごみ層の上に載荷し、これを圧縮させる方法(掘削型海面処分場)を新たに提案し、東京湾にこのタイプの処分場を設けるためのフィージビリティ・スタディを行う。この提案の中では、前章で検討したサンドコンパクションパイル(以下SCP)による軟弱地盤の深部改良技術を積極的に生かし、これまで掘られたことのない大深度掘削を可能とするのはもちろんのこと、その掘削のり面勾配を大きくとることによってごみ処分容量の拡大に寄与させている。

なお、本章では「廃棄物」と「ごみ」いう語を基本的に同じ意味で用いているが、「ごみ」の中には埋立て処分される建設発生土も広い意味で含まれるものとする。また、「建設発生土」と「建設残土」もどちらも同じ意味で用いている。

### 6.2 廃棄物に関する諸問題の現状

本節では、まず現行法による廃棄物の分類、および廃棄物、建設発生土の組成や発生量の現状と予測、廃棄物処理の歴史的流れと現状などを順に述べる。次に現代のいわゆる“ごみ問題”を個別に取り上げ、そこでの問題の要因を明らかにするとともに対策についても考察する。最後に、廃棄物最終処分場に関して、持込まれる廃棄物の構成と生成される地盤の性質、および処分場内での浸出水処理などの処分場がかかえる問題点についてふれる。

#### 6.2.1 廃棄物の分類

##### (1) 現行法における廃棄物の分類

1970年のいわゆる公害国会において制定された「廃棄物の処理および清掃に関する法律」(廃掃法)には、廃棄物とは「汚物または不要物であつて、固形状または液状のもの(放射性物質又はこれに汚染されたものは除く)」と定義されている。また、汚物、不要物に関して、翌年の厚生省環境衛生局環境整備課長の通知のなかで、「廃棄物か否かの別は、自分で利用できず、他人に有償で売却できないという経済的条件と、占有者の意志という主観的条件によって決めら



れる」との解釈を示しており、排出されるものがごみなのか、必要なか不要なのかの判断は排出者の判断に大きく委ねられているだけでなく、経済的条件という変動的な要素がごみの定義をますます複雑なものにしている。建設現場から不要物として排出された建設発生土や浚渫土砂が、仮置きしておくことにより有価な建設材料になる可能性もあり、それ自体に有害性が認められないことも手伝って、廃掃法のいう廃棄物から除かれたのもその所以であろう。放射性物質およびこれに汚染されたものは本法から除かれており、気体状の廃棄物は大気汚染防止法のいう煤煙として、その排出が規制されている。

図 6.1<sup>3)</sup>に示すように、放射性廃棄物を除く一般の廃棄物は、人の日常生活から排出される生活系廃棄物と、事業活動に伴って生ずる事業系廃棄物に区分される。この事業系廃棄物のうち、例えばオフィスなどから排出される紙くずや厨芥などを特に事業系一般廃棄物とよび、さきの生活系廃棄物と合わせて一般廃棄物という。一般廃棄物は、環境上の汚染の問題が少なく市町村の処理能力をもって対処することが可能であると考えられるものであり、その収集形態は可燃物、不燃物、粗大ごみの3分別によるものが一般的である。事業系廃棄物のうち、その量的にも質的にも事業者自身が適正に処理すべき廃棄物を産業廃棄物という。産業廃棄物は「廃棄物の処理および清掃に関する法律施行令」(以下 政令)第2条によって図 6.1 のような19種類にわたって、その処分基準までを含めて指定されており、原則として排出者がその処理責任を負うことになっている(これをP.P.P /Polluter Pays Principleの原則という)。

## (2) 現行法における建設発生土の分類

1992年に制定された「再生資源の利用の促進に関する法律」(「リサイクル法」)によって、建設発生土もはじめて土質別に4つに分類されることとなった。これによると、建設発生土と、産業廃棄物である汚泥とは、コーン強度  $q_c = 2\text{kgf/cm}^2$  (一軸圧縮強度なら  $q_u = 0.5\text{kgf/cm}^2$ ) で区別されている。この強度は、人がその上を歩けるか、あるいは普通のダンプトラックで運搬可能かの基準をもとに定められている。なお1994年7月には、建設省から「建設発生土利用技術マニュアル」が発表され、そこでは建設発生土をその含水比によって、表 6.1<sup>4)</sup>のようにさらに細かく分類しており、残土の情報交換や有効利用システム全体の信頼性向上が期待されている。

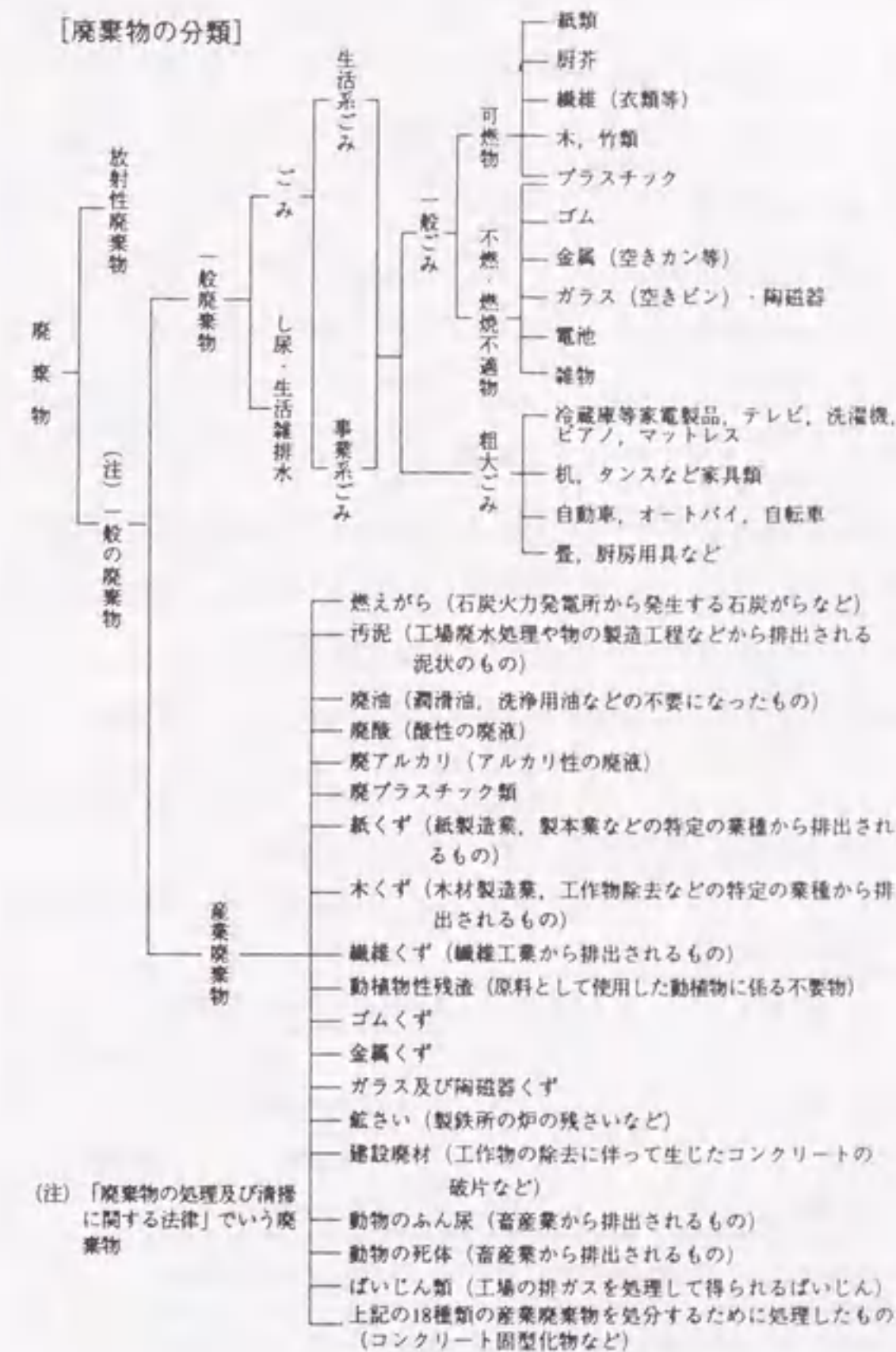


図 6.1 廃棄物の分類<sup>3)</sup>



表 6.1 建設発生土の土質区分基準<sup>4)</sup>

区分 (建設省令)	土質区分	コーン 指数 qc <sup>*3)</sup>	日本統一土質分類		備考 <sup>*2)</sup>	
			中分類	土質	含水比 (地山) wn (%)	掘削方法
第1種建設発生土 (砂、礫及びこれらに準ずるもの)	第1種発生土	-	{G} {S}	礫 砂	-	・排水に考慮するが、降水、浸出地下水等により含水比が増加すると予想される場合は、建設省令の1ランク下の区分とする。  ・水中掘削等による場合は、建設省令の2ランク下の区分とする。
	第1種改良土		(改良土) <sup>*6)</sup>		-	
第2種建設発生土 (砂質土、礫質土及びこれらに準ずるもの)	第2a種発生土	8以上	{GF}	礫質土	-	
	第2b種発生土		{SF}	砂質土(Fc=15~25%)	-	
	第2c種発生土			砂質土(Fc=25~50%)	30%程度以下	
	第2種改良土		(改良土)		-	
第3種建設発生土 (通常の施工性が確保される粘性土及びこれに準ずるもの)	第3a種発生土	4以上	{SF}	砂質土(Fc=25~50%)	30~50%程度	
	第3b種発生土		{M}、{C}	シルト、粘性土	40%程度以下	
			{V}	火山灰質粘性土	-	
	第3種改良土		(改良土)		-	
第4種建設発生土 (粘性土及びこれに準ずるもの (第3種発生土を除く))	第4a種発生土	おおむね 2以上	{SF}	砂質土(Fc=25~50%)	-	
	第4b種発生土		{M}、{C}	シルト、粘性土	40~80%程度	
			{V}	火山灰質粘性土	-	
	第4種改良土		(改良土)		-	
(泥土) <sup>*1)</sup> (浚渫土のうち おおむねqc2以下 のもの及び建設汚泥)	泥土a	おおむね 2以下	{SF}	砂質土(Fc=25~50%)	-	
	泥土b		{M}、{C}	シルト、粘性土	80%程度以上	
			{V}	火山灰質粘性土	-	
	泥土c		{Pt}	高有機質土	-	

- \* 1) 泥土のうち建設汚泥は、廃棄物処理法に定められた手続きが必要である。
- \* 2) 計画段階(掘削前)において土質区分を行う必要があり、コーン指数を求めるために必要な試料を得られない場合には、日本統一土質分類と備考欄の含水比(地山)、掘削方法から概略の土質区分を選定し、掘削後、所定の方法でコーン指数を測定して、土質区分を決定する。
- \* 3) 所定の方法でモールドに締固めた試料に対し、ポータブルコーンペネトロメータで測定したコーン指数
- \* 4) 表中の第1種~第4種改良土は、土(泥土を含む)に改良材を混合し、化学的に性状を改良したものである。例えば、第3種改良土は、第4種発生土または泥土を安定処理し、コーン指数4以上の性状に改良したものである。
- \* 5) 含水比低下、粒度調整など物理的な処理を行った場合には、処理後の性状で再度判定し、改良土としてではなく、発生土として土質区分を判定する。
- \* 6) 第1種改良土は、礫、砂状を呈するもの。

### 6.2.2 廃棄物、建設発生土の発生量とその処理

#### (1) 廃棄物、建設発生土の発生量、組成の現状と予測

##### 1) 一般廃棄物の発生量と組成の現状

全国の一般廃棄物の発生量は、平成2年度で約5,044万tとなっており、発生量と1人1日当たりの排出量(以下 排出原単位)の推移を図6.2に示す<sup>5)</sup>。発生量と排出原単位は、昭和60年から平成2年までの5年間でともに年平均で3%程度の増加率である。

東京圏(東京、千葉、埼玉、神奈川の1都3県)での一般廃棄物発生量は、昭和63年の実績<sup>6)</sup>で約1,287万tで、このうち最終処分量は33.7%にあたる434万t、さらにそのうち海面処分量は279万tとなっている。

東京都の家庭ごみと、事業系ごみの組成を図6.3に示す<sup>7)</sup>。家庭ごみの組成は紙類、厨芥、繊維、草木といったいわゆる塵芥類がその79.2%を占めており、プラスチック、ゴム、皮革といった焼却不適ごみ、金属、ガラス、陶磁器などの不燃物がそれぞれ1割程度となっている。事業系ごみは、家庭ごみに比べて厨芥類の割合が低いかわりに、紙類の占める割合が高く、ごみの半分弱までもが紙である。したがって、古紙の積極的なリサイクルは、ごみ全体の減量化の有効な手段である。



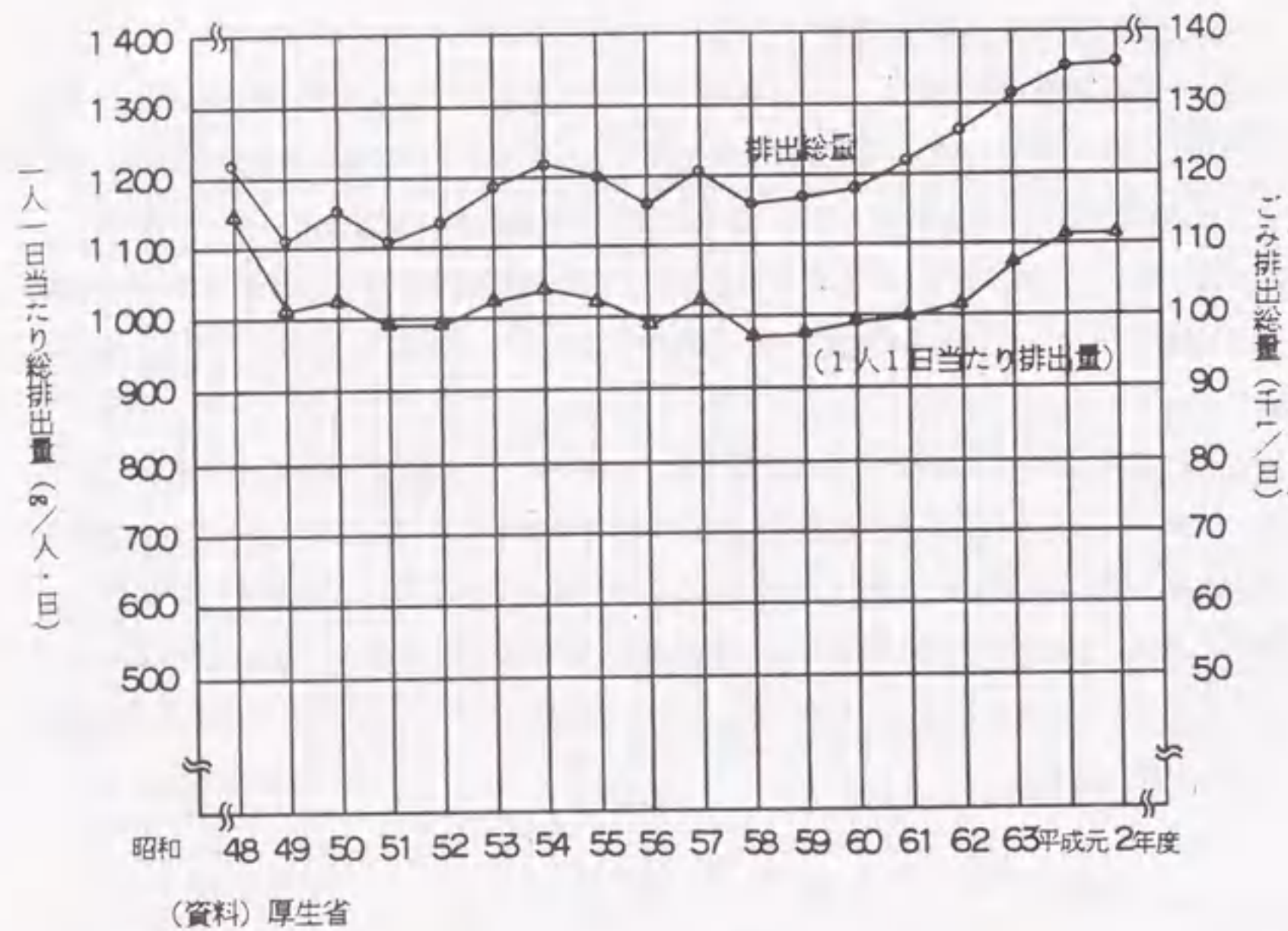


図 6.2 一般廃棄物の排出量の推移<sup>5)</sup>

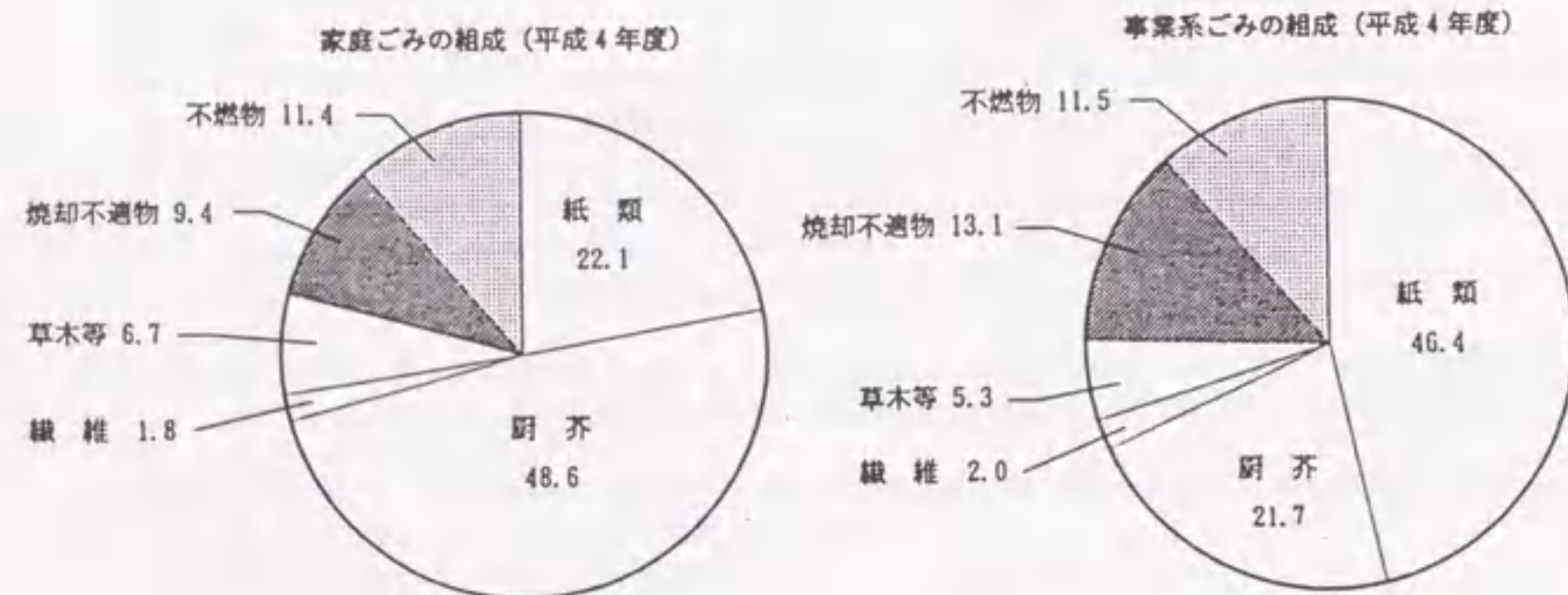


図 6.3 東京都における家庭ごみと事業系ごみの組成<sup>7)</sup>(平成4年度,1992)

2) 産業廃棄物の発生量と組成の現状

全国の産業廃棄物の発生量は平成2年度で約3億9,500万tであり、これは一般廃棄物の約8倍もの量である。産業廃棄物の近年の増加量は著しいものがあり、過去5年間で26%も増加している<sup>8)</sup>。一方、東京圏での産業廃棄物発生量は昭和63年度で約8,885万tで、このうち埋立処分量は約1,360万tである<sup>6)</sup>。この埋立処分量のほとんどは内陸での処分であるが、最終処分場の残余容量が1年ほどしかないため、約50%は都県を越えて移動し処理されている。

種類別で見ると、汚泥(43.7%)、家畜糞尿(19.6%)、建設廃材(13.9%)の順に多い。一般に産業廃棄物は再利用や減量処理が比較的良好に行われており、平成2年の種類別の再利用および減量処理の状況を図6.4に示す<sup>9)</sup>。これらを考慮した上での種類別最終処分量は、建設廃材(36%)、汚泥(34%)、鉱さい(11%)の順に多い。ここで、東京都に持ち込まれる産業廃棄物内訳<sup>10)</sup>を用いて、建設業から排出される廃棄物量を試算してみると、全最終処分量の約47%にも及ぶと考えられる。最終処分場の延命化という立場から見れば、産業廃棄物の中でも特に建設系廃棄物のリサイクル率、減量化技術の向上は緊急の課題である。

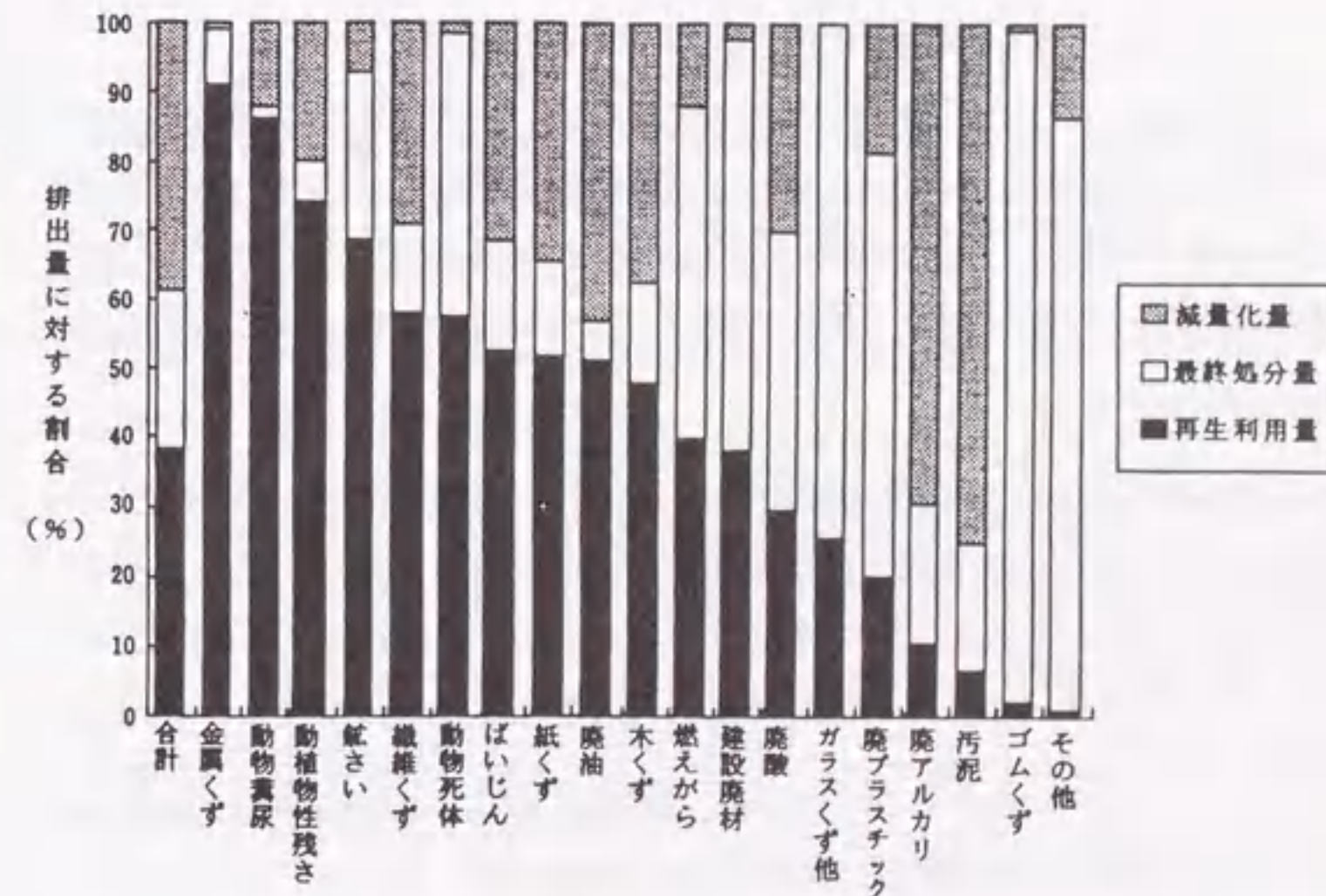


図 6.4 産業廃棄物の種類別再生利用率、減量化率<sup>9)</sup>(平成2年度,1990)



3) 建設発生土の発生量の現状

「建設省平成2年度建設副産物センサス<sup>2)</sup>」によると、全国で発生する建設発生土は3億7,500万m<sup>3</sup>で、そのうち東京圏では15年前に比べて5割程度増加し、全国の約19%の6,980万m<sup>3</sup>が発生しており、東京圏の海面埋立ては820万m<sup>3</sup>となっている。これらの数字は実質以上に述べてきた廃棄物量と比べるとはるかに多量であり、建設発生土を再び土材料として利用することが貴重な処分地の延命のために重要であることがわかる。

表6.2は、首都圏における建設発生土搬出土量の土質構成<sup>6)</sup>と搬入工事側が希望する土質別土量である。搬出される残土は、種々の土質にわたっているが、これに対し、受入れる側が希望するのはやはり埋戻し材などに再利用できる砂質土系の残土である。

表6.2(a) 建設発生土の土質構成(首都圏)<sup>6)</sup>

土質	砂質土	ローム	シルト	粘性土	礫混り土	その他	合計
土量 [10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup> ]	14,369	14,268	15,234	13,080	8,240	7,631	72,822
構成比 [%]	19.7	19.6	20.9	18.0	11.3	10.5	100.0

注) 1. 1980～1985年度の土量調査リストを集計したものである。  
2. 河川工事を除く。

表6.2(b) 搬入工事側が希望する土質別土量(首都圏)

単位:[10<sup>3</sup> m<sup>3</sup>], カッコ内は構成比 [%]

用途	路床	路体	裏込め	管回り	土質改良	土地造成	築堤土	その他	合計
希望土質									
山砂	1,878 (77.6)	335 (38.6)	1,052 (78.7)	3,202 (91.1)	2,269 (65.7)	632 (8.6)	212 (11.1)	5,080 (50.3)	14,660 (47.3)
砂質土でもよい	235 (9.7)	306 (35.3)	201 (15.0)	299 (8.5)	832 (24.1)	3,147 (42.5)	1,136 (59.3)	3,550 (35.1)	9,706 (31.3)
ロームでもよい	83 (3.4)	42 (4.9)	78 (5.8)	4 (0.1)	235 (6.8)	2,931 (39.6)	176 (9.2)	997 (9.9)	4,546 (14.7)
シルトでもよい	6 (0.3)	140 (16.1)	0 (0)	2 (0)	111 (3.2)	11 (0.1)	5 (0.2)	169 (1.7)	444 (1.4)
粘土でもよい	0 (0)	0 (0)	0 (0)	0 (0)	0 (0)	641 (8.7)	374 (19.5)	65 (0.6)	1,080 (3.5)
その他	217 (9.0)	44 (5.0)	6 (0.5)	8 (0.2)	6 (0.2)	34 (0.5)	12 (0.6)	240 (2.4)	567 (1.8)
合計	2,419 (100.0)	867 (100.0)	1,337 (100.0)	3,515 (100.0)	3,453 (100.0)	7,396 (100.0)	1,915 (100.0)	10,101 (100.0)	31,003 (100.0)

注) 1980～1985年度の土量調査リストを集計したものである。

以上の発生量の現状をまとめると以下ようになる。

表6.3 廃棄物、建設発生土の発生量

廃棄物	全国	東京圏
一般廃棄物	5,044 万 t(平成2年) <sup>1)</sup>	1,287 万 t(昭和63年) <sup>6)</sup>
最終処分量		434 万 t (うち海面埋立て 279 万 t)
産業廃棄物	3 億 9,500 万 t(平成2年) <sup>1)</sup>	8,885 万 t(昭和63年) <sup>6)</sup>
最終処分量	9,000 万 t	1,360 万 t
建設発生土	3 億 7,500 万 m <sup>3</sup>	6,980 万 m <sup>3</sup>
うち海面埋立	2,270 万 m <sup>3</sup>	820 万 m <sup>3</sup>
	(平成2年) <sup>2)</sup>	

4) 廃棄物、建設発生土の発生量予測

廃棄物および建設発生土の発生量は、その時の景気など経済動向に敏感に反応するので、その予測は非常に難しい。実際に各機関、個人によっていくつか行われているので、ここでは最近のものに限って以下に示す。

a) 朝日生命による廃棄物量予測<sup>11)</sup>(1990)

図6.5によれば、西暦2000年には一般廃棄物が約8,000万t、産業廃棄物が約6億tに達するとしている。

b) 厚生省による廃棄物量予測<sup>12)</sup>(1992)

厚生省の諮問機関である生活環境審議会は、西暦2000年の一般廃棄物量は全国で6,842万tになると予測している。また産業廃棄物は、全国で西暦2000年に4億tあまり排出され、再生利用、減量化が進んでもなお最終処分量は1億5,000万t出ると推計されている。

c) 7都府県廃棄物問題検討委員会の首都圏での廃棄物量予測<sup>13)</sup>(1992)

首都圏(1都3県、東京圏と同義)の一般廃棄物は、西暦2000年に1,766万t発生し、必要最終処分量は350万tとしている。一方首都圏の産業廃棄物は、西暦2000年に1億1,500万tの発生量があり、必要最終処分量は1,500万tと予測している。

d) 入江らによる首都圏での建設残土の予測<sup>14)</sup>(1993)

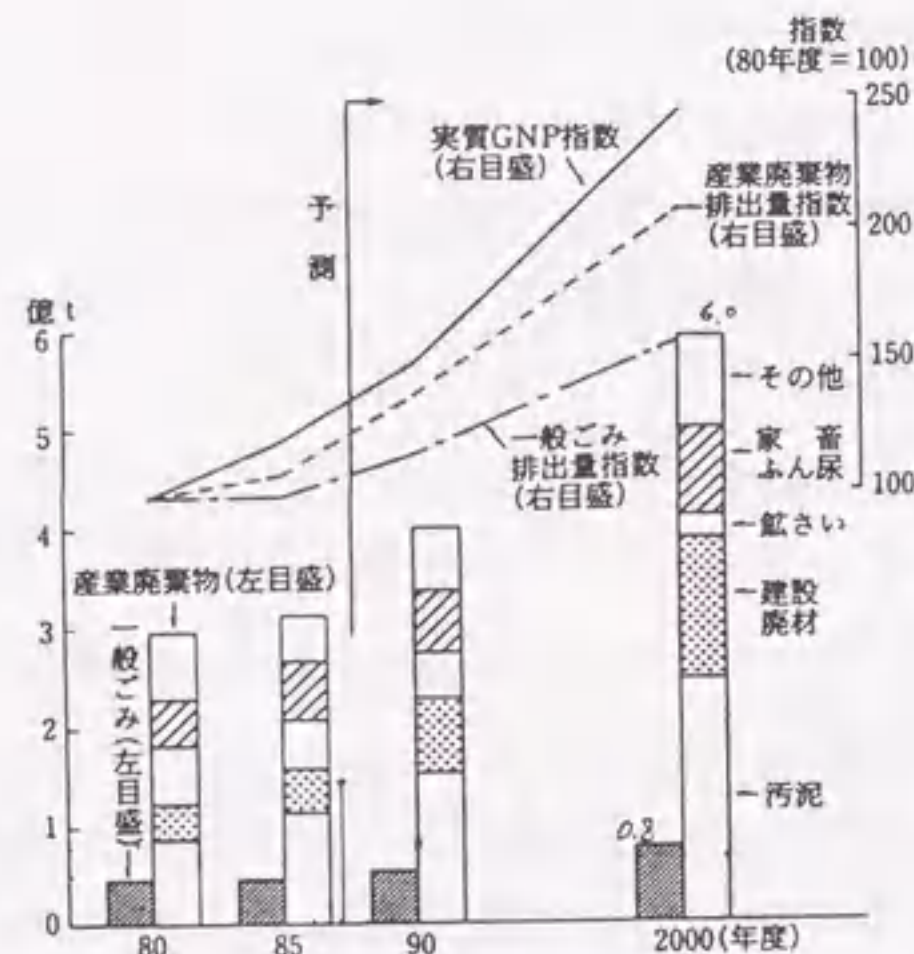
今後の東京湾に面する自治体における公共系建設残土の発生量は、穏やかに増加を続け、平成9年(1997)以降概ね2,250万m<sup>3</sup>で横ばい傾向を示すとされている。このうち海面処分必要量の見通しは、平成4～7年度までは700～900万m<sup>3</sup>程度であるが、内陸処分場の不足などの影響により、平成10年度以降は約1,150万m<sup>3</sup>に増加することを予測してい



る。その結果、今後首都圏の海面処分場として、毎年約300万 $m^3$ の処分場が不足すると述べている。

e) 綾部による予測<sup>15)</sup>(1994)

綾部は、東京都中央防波堤外側処分場のこれまでの処分実績を詳細に分析し、清掃工場の新設などにより、現在よりも焼却処分が進んだ場合の東京都のごみ処分量とその構成を予測している。



(注) 1. 一般ごみ排出量=1人当たり一般ごみ排出量×人口として算出。1人当たり一般ごみ排出量は1人当たり実質民間最終消費支出との回帰分析により予測した。  
2. 産業廃棄物排出量の将来推計は、産業廃棄物排出量の実績値にもとづき将来の種類別原単位(排出量/実質生産額)を設定し、これに実質生産額の予測値を乗じて求めた。  
資料: 厚生省「日本の廃棄物処理」,「全国産業廃棄物排出精密原単位等調査」,「日本の将来推計人口」,「日本経済研究センター」第16回5ヵ年経済予測1990~94年度,「2000年の産業構造」,「経済企画庁」国民経済計算年報,「総務庁」産業連関表,他。  
出典:「経済月報」No.264,朝日生命,1990。

図6.5 ごみ排出量の将来予測<sup>11)</sup>

(2) 廃棄物の処理の歴史的経緯と現状

1) 廃棄物処理の歴史的経緯

人間のごみ処理は縄文の昔の貝塚からも推測できるように、生活行動から生じた不要物を、ある一定のスペースに収集処分しておくという形態にその端を発している。もちろん、当時の

廃棄物はそのほとんどが厨芥類といった易分解性廃棄物であり、ごみ排出スピードが小さかったことも手伝って、それらの土壌化は彼らにとっては十分な廃棄物処理であったであろうし、もしそうでなくても、居住地域を替えることによって、ごみの処理に悩まされることは容易に回避できた。

江戸時代初期には、「会所地」とよばれる適当な空地をごみ捨て場として使用していた。しかし、すでに100万人近い人口を擁していた江戸では、それまでの原始的な処理形態では量的にも衛生的にも行き詰まり、やがて1649年に町奉行所は「会所地」へのごみ投棄を禁止し、河川を利用して永代浦(現在の江東区富岡八幡付近)への埋立を命じた。これが我が国における最初のごみ問題であったと思われる。その後、ますます江戸は発展し、ごみによる海面の埋立は続けられた。しばしば江戸に発生した大火の瓦礫の埋立も手伝って、結果的に江戸の陸地を拡大する土地造成となった。

明治時代になると、共同塵芥容器に投棄したごみを有料で指定の業者が処理する内容の「塵芥取締規制」が1887年(明治20年)に発表され、組織的なごみ処理が進められはじめた。しかし、これに前後して、コレラ、ペスト、赤痢などの伝染病が流行したため、公衆衛生、治安面の改善が急務となり、その対策の一つとして1900年(明治23年)に「汚物掃除法」が制定された。これは、ごみ処理の主体を民間の処理業者ではなく地方自治体に移行させ、より高度で計画的なごみ処理サービスを行わせようとしたものである。市町村単位で一般廃棄物の処理責任を負うという現在の廃棄物処理の基本システムはこの法律を踏襲したものである。その後、二度の世界大戦を含む54年の長期にわたって我が国のごみ処理を規定する法律となるのだが、見方を変えれば、当時はまだまだゆとりがあったということであろう。たしかにごみに関する問題が表面化していたのはいくつかの大都市に限られ、それ以外の都市は近郊農家に引き取ってもらったり、自家処理などによりごみ処理に対する困難は発生していなかった。

1950年代半ばから我が国は高度経済成長期へ突入することになるが、廃棄物処理の基本形となるべく1954年(昭和29年)に「清掃法」が制定された。しかし、この法律は、我が国の成長にともなうごみの激増、市街地の拡大や地価の高騰などに対応できるものではなく、それに加えてイタイイタイ病(55年)、水俣病(56年)、新潟水俣病(65年)といった産業廃棄物の不適切処理に起因する公害病が相次いで発見され、15年後にあえなくその終焉をむかえることとなる。

「清掃法」の不備を補おうと1970年(昭和45年)「廃棄物の処理および清掃に関する法律」(「廃掃法」と略される)が制定される。この法律は、廃棄物を事業活動によって発生する廃棄



物である産業廃棄物と家庭から排出されるごみを中心とした一般廃棄物とに区別し、また産業廃棄物は、その性状、成因から19種類に分類した。また、この法律によって、産業廃棄物の処理責任は排出した事業者にあることも明確にした(P.P.P)。廃掃法はその後何度も改正されるが、廃棄物は増加の一途をたどり、その他の様々な要因も重なって最終処分場の確保難、不法投棄の社会問題化といった近年のいわゆるごみ問題が発生する。

このような状況を非循環型社会の停滞と受け止め、1992年(平成3年4月)に産業廃棄物の最終処分量の減量を主目的とした「再生資源の利用の促進に関する法律」(「リサイクル法」と略される)が制定された。また、その約半年後の平成3年10月にはリサイクル法に対応すべく廃掃法も大改正され、循環型社会の確立が急がれている。改正廃掃法の中では、爆発性、毒性、感染性などの有害特性を有するため、人の健康または生活環境に係る被害を生ずるおそれのある廃棄物を特別管理廃棄物と定め、それらの処分までの経路をあきらかにする特別管理産業廃棄物管理制度(いわゆるマニフェスト制度)が導入された。また、廃棄物処理業者に対する規制の強化、不法投棄に対する罰則強化なども示されており不法投棄の防止にもある程度積極的に取り組んでいるといえよう。

以上のように、改正廃掃法とリサイクル法は循環型社会への貢献を最大の目的としており、現在のところはまだ顕著にその影響は現れていないが、今後の社会構造に少なからず影響を与えていくものと考えられる。

## 2) 一般廃棄物の処理とその現状

一般廃棄物の収集及び処理形態は市町村のごみ事情により千差万別である。一般廃棄物は、普通可燃ごみ、不燃ごみ、焼却不適ごみ、資源ごみ(一部で有害ごみ)といった分別方式で定期的に収集される。粗大ごみは年間に数回定期的に収集するものや、住民の申告によって収集する形態などがある。

収集した廃棄物には、減量化、無害化を目的とした中間処理が行われるのが一般的である。中間処理には、焼却処理、破碎処理などがあり、試験的に高速堆肥化なども行われている。13大都市における焼却処理の割合(以下 焼却率)を表6.4<sup>16)</sup>に示す。川崎市、横浜市、京都市、大阪市、北九州市などは焼却率が大変高いが、これらの都市は可燃物、不燃物、焼却不適物を混合収集し混合焼却している都市である。逆に分別収集を行っている都市では、不燃物、焼却不適物は普通焼却されることはない。これらの収集、処理形態の相違は、1900年に「汚物掃除法」が制定されて以来の各都市の歴史的背景によるものであるが、清掃事業計画による中間処理場、最終処分場の整備状況にも大きく影響を受けている。というのは、札幌市の焼却率が59

%と低いのは、最終処分場の不足がそれほど深刻ではないことがうかがえるし、また、東京都の急激な焼却率の増加は、最終処分場不足がかなり深刻であるがゆえの清掃工場整備計画の推進の結果であると考えられる。

一般廃棄物は主に焼却処理によって減量され、最終処分量は全国で1681万tになる。これは全排出量の33.3%にあたる。

表6.4 13大都市の廃棄物処理実績(1988)<sup>16)</sup>

	昭和63年度			平成4年度		
	焼却	埋立	その他	焼却	埋立	その他
東京	59	40	1	71	28	1
札幌	63	37	0	59	35	6
仙台	-	-	-	88	6	6
千葉	-	-	-	69	29	2
川崎	98	0	2	97	0	3
横浜	92	8	0	97	2	1
名古屋	79	20	1	79	20	1
京都	96	3	1	94	5	1
大阪	85	15	0	84	16	0
神戸	83	17	0	81	19	0
広島	76	18	6	67	27	6
北九州	98	2	0	98	1	1
福岡	83	16	1	87	12	1

## 3) 産業廃棄物の処理とその現状

産業廃棄物には、前述したようにその処理責任は排出者にあると廃掃法第3条の1に規定されている(P.P.P)。これに従い、事業者は事業活動によって生じた廃棄物を自ら処理、処分するか、産業廃棄物収集運搬・処理業者に委託することによりその処分を行っている。産業廃棄物も一般廃棄物と同様に中間処理を施すが、平成2年度の場合、中間処理により排出量の約4割を減量化、約4割を再生利用、残りの2割の8,900万tが最終処分されている。ちなみにこれは一般廃棄物の5倍強の量である。産業廃棄物の中間処理には、脱水、焼却、破碎、中和、固化などがあり、処理施設は廃棄物の性状や有害性により様々である。設置施設数からみると、中間処理による無害化や減量化は事業者自身が行い、最終処分は処理業者に委託しているケースが多いようである。



産業廃棄物処理業者は中小、零細企業であることが多く、彼らの所有する処分場の約7割は低資本で建設することが可能な“安定型処分場”である。当然、技術力も高いものは見込めずこういった処理業者の処理能力や管理能力が疑問視されることが多い。

### 6.2.3 ごみ問題

#### (1) ごみ問題の整理

前節までは、廃棄物や建設発生土の発生量の現状などについて見てきた。ここでは、廃棄物の発生、処理、処分の過程で生じている諸問題、いわゆる“ごみ問題”を扱う。

ごみ問題は一般にその対象が広範にわたっており、複雑な背景を抱えているがゆえに、その本質を把握することは困難となっている。しかしその中でもやはり最終処分場の決定的な不足がすべてのごみ問題の根本に深く関わっていることは明らかであり、以下にその一例を挙げる。

廃棄物発生量が増大してくると、清掃工場や最終処分場をはじめとした廃棄物関連施設のニーズが高揚する。しかしながら、例えば有名な東京都杉並区の清掃工場新設をめぐる“杉並ごみ戦争”のように、廃棄物の有害性に対する懸念、廃棄物関連施設そのものに対する不快感などから計画遂行に際する土地所有者、周辺住民との合意形成は困難を極め、施設の建設計画はしばしば停滞してきた。この結果、無秩序な廃棄物処分が繰返され、跡地利用など到底おぼつかない廃棄物埋立地盤を造ってしまったり、最終処分場の残余容量の枯渇を招く結果となっている。この最終処分場の不足という問題はまた、処分地の遠隔地化、処分費の高騰、不法投棄といったさまざまな問題へと波及しごみ問題をますます複雑なものにしている。

本章では、このようなごみ問題を以下のようにまとめて整理し、その原因を探るとともに対策として有効な方法の検討を試みる。

- 1) 廃棄物発生量の増大
- 2) 産業廃棄物による環境汚染
- 3) 迷惑施設としての廃棄物関連施設
- 4) 廃棄物の地方分散
- 5) 産業廃棄物の不法投棄

#### (1) 廃棄物発生量の増大

全国の一般廃棄物のごみ発生量は、図6.6に示すように1985年から1990年の5年間に16%増加した。また、排出原単位も同じ期間内に14%程度増加している。またちなみに焼却率はこの期間に70.6%から74.4%に向上した。

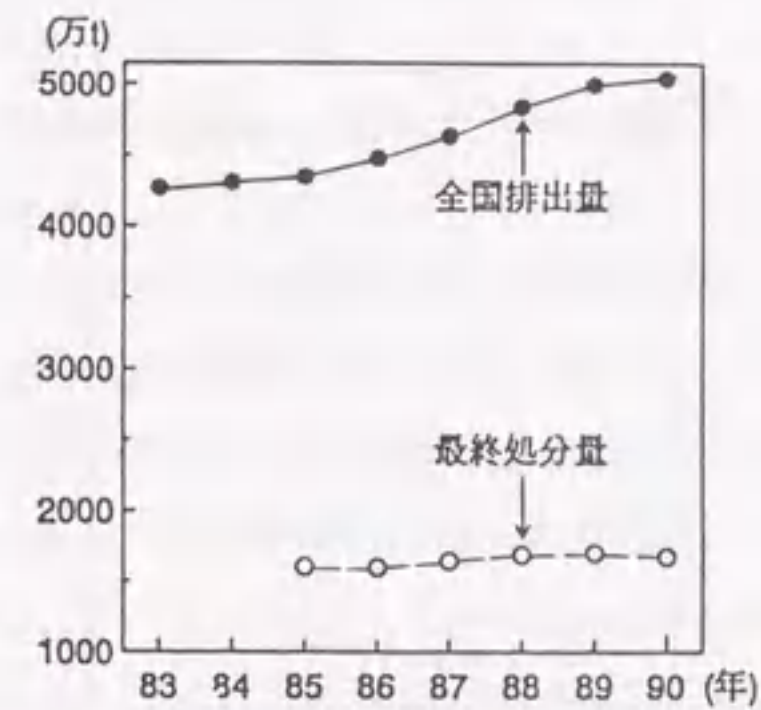


図6.6 一般廃棄物総排出量と処分量の推移 (全国)

次に東京都の一般廃棄物の発生量及び処分量の推移を図6.7に示す。東京都の平成2年度の一般廃棄物の発生量は約481万tであり、これは全国の排出量の約10%を占める。昭和60年度から平成2年度の5年間の発生量の増加は著しく約21%も増加しており、これは全国の増加率を上回る。平成3年度あたりから発生量は減少の傾向を示しているが、これについて都清掃局はバブル後の不景気の影響との見方で、景気回復に伴いまた増加傾向に転ずるとみている(17)。

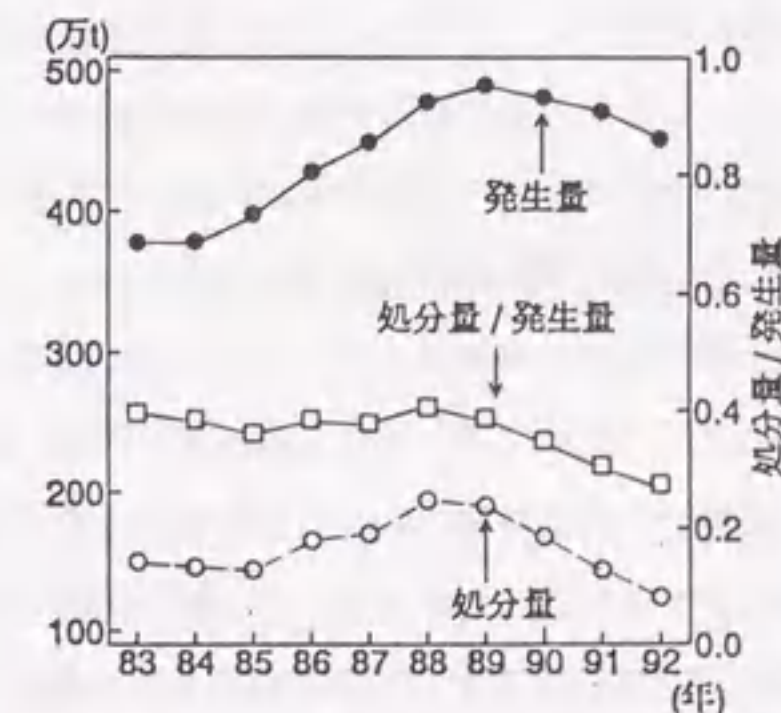


図6.7 一般廃棄物発生量と処分量の推移 (東京都)



全国の産業廃棄物発生量の推移を図 6.8 に示す。産業廃棄物も同様に増加の傾向を示しており、昭和 60 年度から平成 2 年度までの 5 年間に約 26 % と大きく増加している。

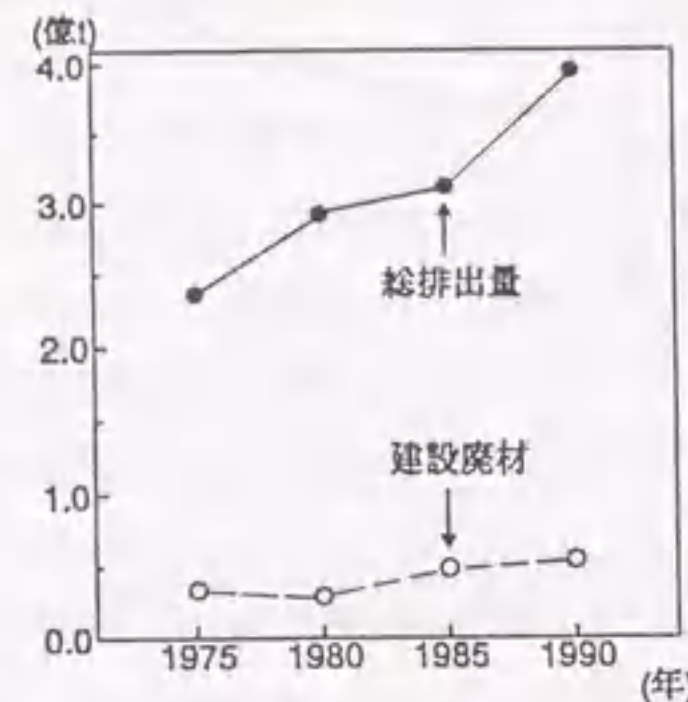


図 6.8 産業廃棄物と建設廃材の発生量の推移 (全国)

このように、最新のデータはまだないが、廃棄物は総量として増大傾向が継続していると考えられ、最終処分場を圧迫し続けている。

## (2) 産業廃棄物による環境汚染 (廃棄物中の有害物質)

広い意味での廃棄物による環境汚染については、製品製造施設の不備、製造施設内廃棄物の不適正処理、工場排水による土壌汚染、水質汚濁などがしばしば指摘されている。

渡良瀬川流域の農用地汚染 (足尾鉍毒事件) にみられるように、すでに明治時代には鉍山からの排水による土壌汚染が問題化した。戦後には、富山県神通川流域のカドミウム汚染によるイタイタイ病が発見され、これも同様に民間企業の施設排水中に含まれる重金属が原因であることも同時に確認された。これにより、「水質汚濁防止法」や「農用地の土壌の汚染防止などに関する法律」などに基づき汚染の規制が行われるようになった。当時の産業公害は、農用地の土壌汚染や周辺河川の水質汚染がその発端となったが、例えば東京都の化学工場跡地が 6 価クロム鉍さいにより汚染されていた事件や、電化工場跡地が水銀、鉛に汚染されていた事件といった廃掃法制定以前の廃棄物不適正処理の起因する土壌汚染事例が最近相次いで報告されており、重金属による土壌汚染が市街地にも及んでいることが判明した。

また東京都西多摩郡日の出町では、山間の「谷戸沢廃棄物処分場」の底に敷いた遮水ゴムシ-

トの破損により、浸出水が沢へ漏水するという疑いが発生し、周辺住民との間で問題が起こっている<sup>18)</sup>。このような事例報告<sup>19)</sup>は枚挙にいとまがないほどになっている。

諸外国においても、例えばアメリカのナイアガラ・フォールズ市の化学会社がダイオキシン、ベンゼンなどを埋め立てた最終処分場から浸出した汚水により、周辺住民の健康障害をきたした事件 (ラブ・キャナル事件) をはじめ、ブルガリアの金属工場による土壌汚染、ポーランドの鉛、カドミウムによる土壌汚染など廃棄物の不適正処理事例など多数報告されている<sup>5)</sup>。

以上は主に産業廃棄物による環境汚染について論じたものであるが、表 6.5<sup>20)</sup>に示すように、主に私たちの生活活動から排出される一般廃棄物にも重金属などの有害物質が含まれている。そもそも生産されたものはいずれのすべてが廃棄物になるのであるから、廃棄物の対象は広範囲に及び有害物質の混入も不可避である。ここに含まれる有害物質はもちろん微量であることが多く、かつての産業公害のような激しい健康被害や環境汚染につながることは考えられないが、一方でこれらの微量な有害物質を除去及び回収することは経済的に不可能である。こういった状況を鑑みれば、製品の生産段階における廃棄までの十分な配慮が強く望まれるところである。

表 6.5 廃棄物に含まれる有害物質<sup>20)</sup>

ごみの種類	重金属を含有するもの	その他の有害物質
紙・セロファン類	カラー印刷 (Cd, Pb, Cr, Hg, As, Cu, Sb, Mo) / バリタ紙 (Ba)	ノーカーボン紙 (PCB)
繊維類	スズ増量剤 (Sn), ポリエステル (Sb, Ge), 内装材難燃加工材 (Sb), 魚網, テント, 麻袋用防腐剤 (Cu)	柔軟剤 (PCB)
ゴム類	加硫促進剤 (Zn), 着色顔料 (Sb, Pb, Cr, Cd)	
プラスチック類	塩ビ安定剤 (Cd, Pb, Zn, Ba) 着色顔料 (Sb, Pb, Cr, Cd, Hg, As, Mo)	塩ビ可剤 (PCB)
木・草類	塗料中の重金属, 防腐処理木材 (Cr, As, Fe)	
金属類	蛍光灯 (Hg, Cd), 電池 (Cd, Hg, Pb, Mn, Zn, Ni)	コンデンサー (PCB)
灰・土砂類	灰 (Pb, Cd, Crその他重金属)	

## (3) 迷惑施設としての廃棄物関連施設

廃棄物関連施設は迷惑施設とよばれ、その建設の計画がひとたび持ち上がると、周辺住民などによる猛烈な反対を受け、その計画が暗礁に乗り上げることも少なくない。最近の例<sup>21)</sup>では、栃木県葛生町に建設された産業廃棄物処分場に対し、周辺住民が井戸の水源地が汚染される



として24時間態勢でダンプカーによる廃棄物の搬入を阻止し、結局隣接の栃木市が業者から土地を買取り決着をみた問題が記憶に新しいところである。

ここで、廃棄物関連施設が迷惑施設たる所以を、一般廃棄物処理のプロセスにしたがい例を挙げて述べる。

廃棄物を収集したのち中間処理を行うが、焼却工場（清掃工場）からは悪臭や煙突からの煤煙が、破碎施設からは振動や騒音が発生する。特に、焼却工場はその収集効率からも住宅地の近隣に配置されることが多く、必然的に悪臭や煤煙に対する反応も敏感になりやすい。

最終処分場においては、まず、持ち込まれる廃棄物そのものの臭気がある。そして、中間処理の程度に大きく依存するものの分解性ごみが無処理で埋め立てられた処分場も多く、それらのごみの腐敗に伴ってメタン、硫化水素、アンモニアなどが発生する。もちろん、メタンは燃焼や爆発の危険性があり、硫化水素やアンモニアは悪臭を呈す。厨芥類がほとんど無処理で処分されていた時代には、ハエ、ネズミ、カラスなどの衛生害虫獣の大量発生により周辺住民に被害を与えたこともある。

もっとも近年は、不燃ごみや焼却灰が埋立ごみの主体となってきたので、このようなガスの発生や衛生害虫獣の問題は少なくなってきており、また多方面にわたる技術革新によって廃棄物関連施設が周辺住民に及ぼす悪影響はかなり改善されている。しかしながら、過去の廃棄物処理事業に対するイメージが先行し、廃棄物処理関連施設は、その機能が社会において必要不可欠であるにもかかわらず、未だ容易には受入れられざる状況であり、周辺住民との合意形成がこれらの計画を推進する上で最大の要件であるといっても決して過言ではない。

#### (4) 廃棄物の地方分散

大都市圏の廃棄物処分場の不足及び新規最終処分場の確保難はますます深刻化する一方であるが、そんなこととは無関係にごみは毎年ほぼ一定に、むしろ増加傾向を示しながら排出されてくる。そのため残余処分容量の枯渇はますます進み、必然的に廃棄物は周辺の地方へ流出することになる。一般廃棄物の流出状況を図6.9<sup>16)</sup>に、産業廃棄物の流出状況を表6.6<sup>16)</sup>に示す。一般廃棄物の流出量は産業廃棄物のそれに比べると量的にはかなり小さく、地方分散処分を中心となっているのは産業廃棄物である。

土地を最終処分場として利用するのは一過的な利用であり、埋立終了後の土地利用には著しい制約を与えることが多い。しかし、大都市は地方を廉価な廃棄物処分代替地として利用しているのが現状であり、一方で本来ならば処分場となるべきであった大都市内の空間地を高度利用している。これにより、大都市にはますます利益が生じるが、反対に跡地利用が困難な最終

処分場をかかえた地方は今後の発展を妨げられる可能性すらあり、ここで予想される地価の停滞や土地の一過の利用は最終処分場の取得費用以上の損失を与えかねない。このようなことを前提として、黒田ら<sup>22)</sup>は、ここで生じた差益を適切に地方へ分配することにより利益格差を縮小することを提案している。やや大胆な発想であるが、受苦圏の立場からの意見を積極的に代弁したものである。

以上のような背景から産業廃棄物の流入を禁止、規制する自治体が増加しており、すでに大都市圏で発生する産業廃棄物を閉め出す方向に動きは始めている。こういった動きにより、処分費用のさらなる高騰や生産活動の不活性化を招くだけでなく、処分場確保が容易で規制の緩い発展途上国への流出も懸念される。国家レベルで同じ問題を発生させないためにも、従来のような自治体単位の処分計画ではなく首都圏、近畿圏といった広域の処分計画を重要視し、自区域、自国内処分に努めていかなければならない。

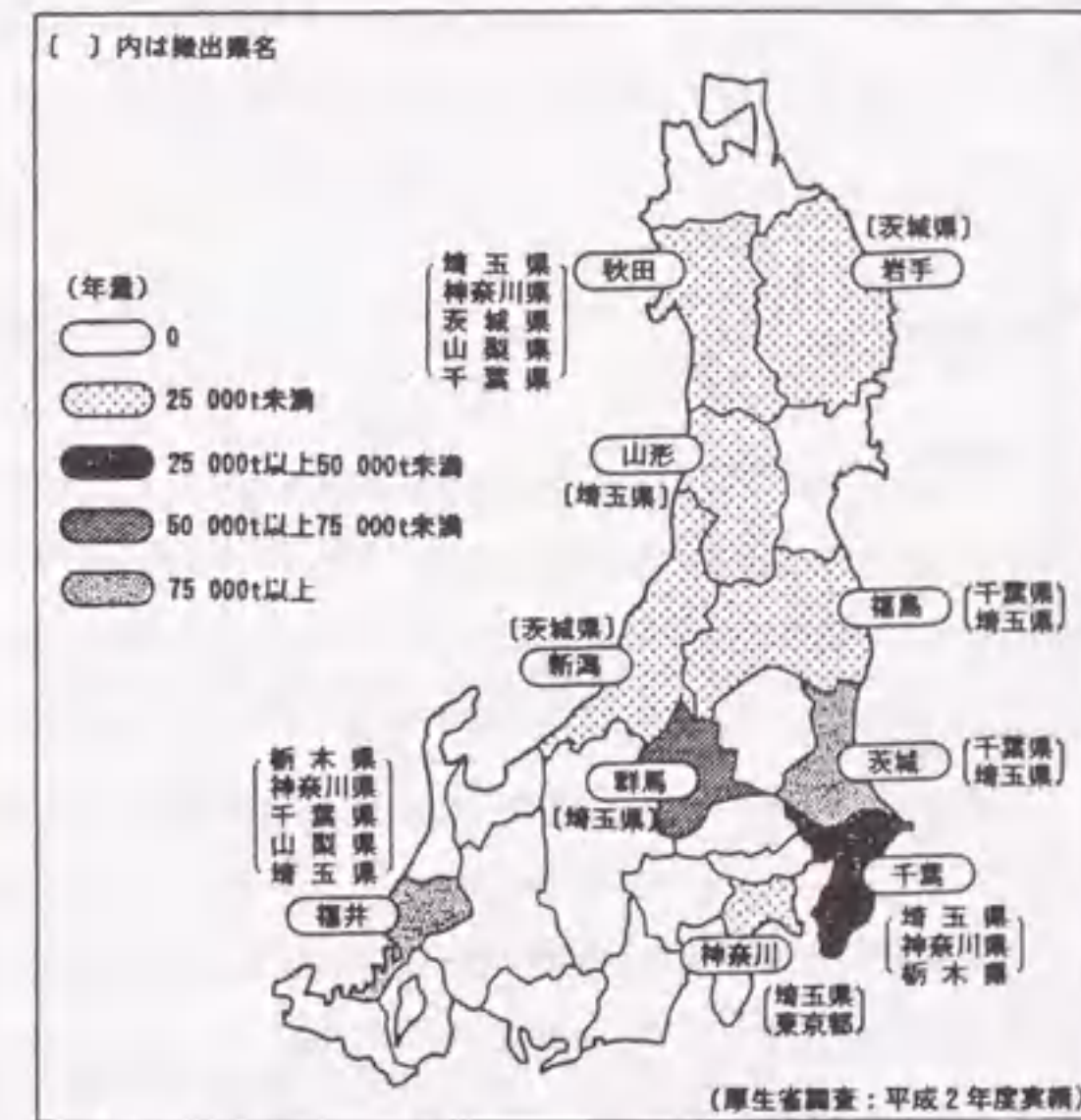


図6.9 首都圏の一般廃棄物流出状況<sup>16)</sup>



表 6.6 首都圏における産業廃棄物処理状況<sup>16)</sup>

	産 業 廃 棄 物			
	残余容量	年間処分量	残余年数	都県外流出量 (%)
埼玉県	38万 <sup>3</sup>	224万t	0年	179万t (80)
千葉県	474	289	2	11 (4)
東京都	378	439	0	280 (64)
神奈川県	287	408	0	163 (40)
合計	1177	1360	1	633 (47)

(5) 産業廃棄物の不法投棄

産業廃棄物は廃掃法により適切な処理、処分を行うことが定められているが、近年、目立たない山間や水辺に廃棄物を投棄してしまう不法投棄が社会問題となっている。平成元年度では、不法投棄された産業廃棄物の量は全国で約 87 万トンとなっている。最近の不法投棄量の推移を図 6.10<sup>16)</sup>に示す。

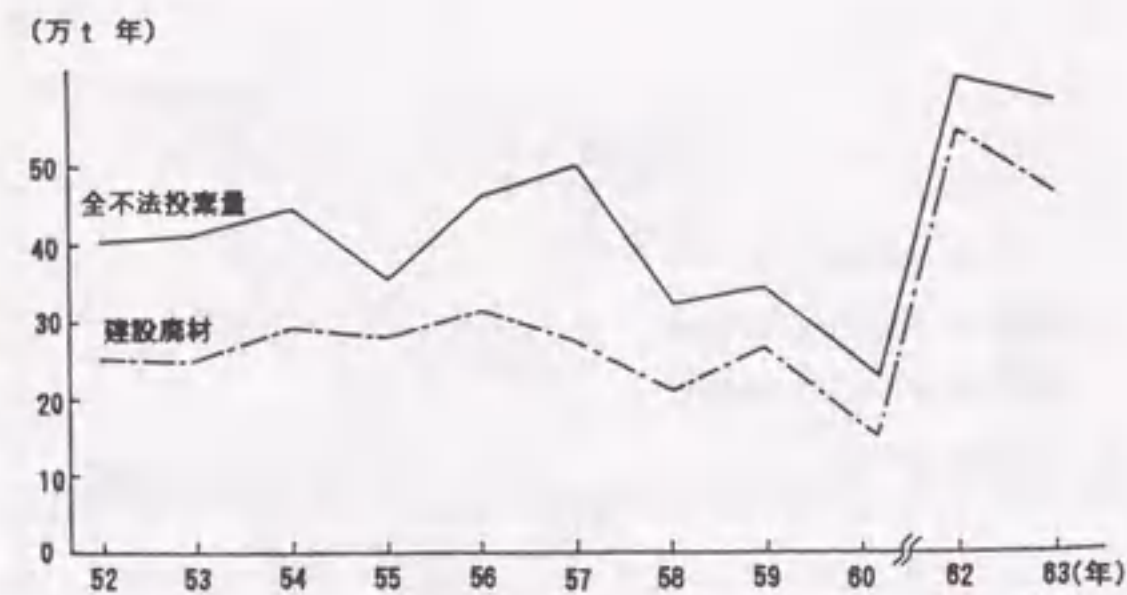


図 6.10 全国の産業廃棄物不法投棄量の推移<sup>16)</sup>

不法投棄される産業廃棄物の 9 割前後は建設廃材と汚泥である。汚泥は昭和 59 年度から減少の傾向を示しており、近年は建設廃材の不法投棄の増加が著しい。汚泥の中でも建設汚泥がその中心を占め、建設系木くずや残土がその他に含まれることを考えると不法投棄量のほとんどが建設業や不動産業が発生源の廃棄物である。こういった建設系廃棄物の不法投棄の原因は、処分場の不足、処分料金の高騰、輸送距離の遠隔化といったことが挙げられるが、建設系廃棄物特有の原因もある。それらを以下に示す。

1) 法的知識の不徹底

厚生省環境衛生局より「建設廃棄物の手引」「建設廃棄物処理ガイドライン」なども刊行されており、建設廃棄物の適正処理の指導が行われているが、対象が零細な建設業者や処理業者であることが多いこともあり、徹底しにくい。

2) P.P.P の不徹底

排出した建設業者がその処理を請負業者に任せきりにして、その後の処分に対して無責任であることが多い。

3) 減量化や再利用の遅れ

能率の向上やコストの低下を促進するあまり、排出物の分別や再利用に積極的に取り組んでいない。そのため処分量が多くなりその処分場の確保も困難になる。

4) 建設系廃棄物の非有害性

建設系廃棄物は、アスベスト吸音板などのごく一部の廃棄物を除いて、有害物質はほとんど含まれていない。建設廃材や残土が無害であるという通念が不法投棄に対する罪悪感を軽減しているとも考えられる。

6.2.4 廃棄物地盤の特性

廃棄物地盤の特性は、その埋立て期間中における廃棄物の中身と入れ方によって千差万別であり、地盤の沈下や発生ガスの出方は各処分場によって各々異なっている。その中で、特に東京都が造成してきた海面処分場においては、長期間の沈下や発生ガスの観測結果に基づく多くの研究報告<sup>23)</sup>が出されている。ここでは系統的に調査されている東京港の廃棄物処分場の地盤特性について概観する。

東京都の比較的古い処分場では、いわゆる分解性の生ごみとその他のごみが混合して搬入されており、その結果以下のような特性がみられる。

- 1) N 値：廃棄物地盤は人為的に造成された不均質な地盤で、土質特性も非常にばらつきが大きく、N 値がその地盤の強度を的確に表現し得るかどうかは疑問が残る。また、これまでの調査によれば、古いごみ埋立地盤ほど時間経過とともに分解が進んでいるので、N 値が小さくなることが知られている。



2) 圧密特性：試料の均質性や供試体の大きさなどにより異なるが、圧縮指数  $C_c$  は 0.4~0.7 程度、体積圧縮指数  $m_v$  は  $p=1.0\sim 10\text{kgf/cm}^2$  で  $m_v=2.0 \times 10^{-2}\sim 2.0 \times 10^{-1}\text{cm}^2/\text{kgf}$ 、圧密係数  $c_v$  は  $2 \times 10^2\sim 5 \times 10^5\text{cm}^2/\text{day}$  程度が一般的な値として得られている。圧密沈下は長期的にみると  $\log$  に比例して進むようである。

3) 廃棄物地盤の沈下特性：廃棄物地盤の沈下は a) 圧縮沈下, b) 圧密沈下, c) 落込み沈下, d) 破壊沈下, e) 分解沈下などで構成されているといわれている。廃棄物の沈下量を推定する式は、いくつか提案されているが、このうち東京都が用いている最終沈下量を予測する式を以下に示す。

$$S_f = C_c / (1 + e_0) H_0 \log\{(p_0 + \Delta p) / p_0\} \quad (6.1)$$

ここに、 $S_f$ ：最終沈下量、 $C_c$ ：圧縮指数、 $e_0$ ：初期間隙比、 $H_0$ ：廃棄物層の初期層厚、 $p_0$ ：初期有効上載圧、 $\Delta p$ ：増加有効上載圧である。

一方、e) の分解沈下は、生ごみなどの廃棄物の腐食分解に由来するもので、土質工学ではなじみのあまりないものである。腐食沈下を考慮した沈下予測式もすでに提案されていて、最終沈下量  $S_f$  は廃棄物層中に含まれる分解可能物の混入割合に等しいとする（例えば、廃棄物層厚 1m 中に 10% の分解可能物が含まれている場合は  $S_f = 10\text{cm}$ ）。また、嫌気性埋立てにおける分解速度は時間のみの関数で与えられ、大体 7~9 年で 100% 分解が終了する。

廃棄物地盤は沈下量自体も大きく、東京都の最終処分場における沈下量の調査例<sup>23)</sup>によると、ごみ層厚 10m 当たり、埋立完了 5 年後で 8~10cm/年、10 年後で 5cm/年、20 年後で 1cm/年となっている。これは、ごみ層の腐食分解の他にその下の沖積粘土層の圧密沈下が影響していると考えられている。

### 6.2.5 最終処分場の現状と問題点

#### (1) 内陸最終処分場の現状と問題点

「廃掃法」によれば、産業廃棄物処分場として、図 6.11<sup>24)</sup> のように安定型、管理型、遮断型の三つのタイプが定められている。安定型処分場は最も多いタイプで、ゴムくず、金属くず、ガラス・陶磁器くず、廃プラスチック、建設廃材のいわゆる安定五品目が入られることになっており、したがって地下水汚染対策や浸出水対策はとられていない。管理型処分場は、廃油、紙くず、木くず、繊維くず、動植物性残渣、動物のふん尿、動物の死体および無害な燃え

殻、ばいじん、汚泥、鉍さい、13 号廃棄物を埋立処分するものである。水域の汚染を防止するため遮水工を設けること、および浸出水や雨水は処理施設で処理した後に放流するよう義務付けられている。遮断型処分場は、燃え殻、ばいじん、汚泥、鉍さい、13 号廃棄物のうち有害なものを埋立処分するもので、雨水をささえり、地下水への汚染を防ぐ構造（コンクリート構造）を持っている処分場である。

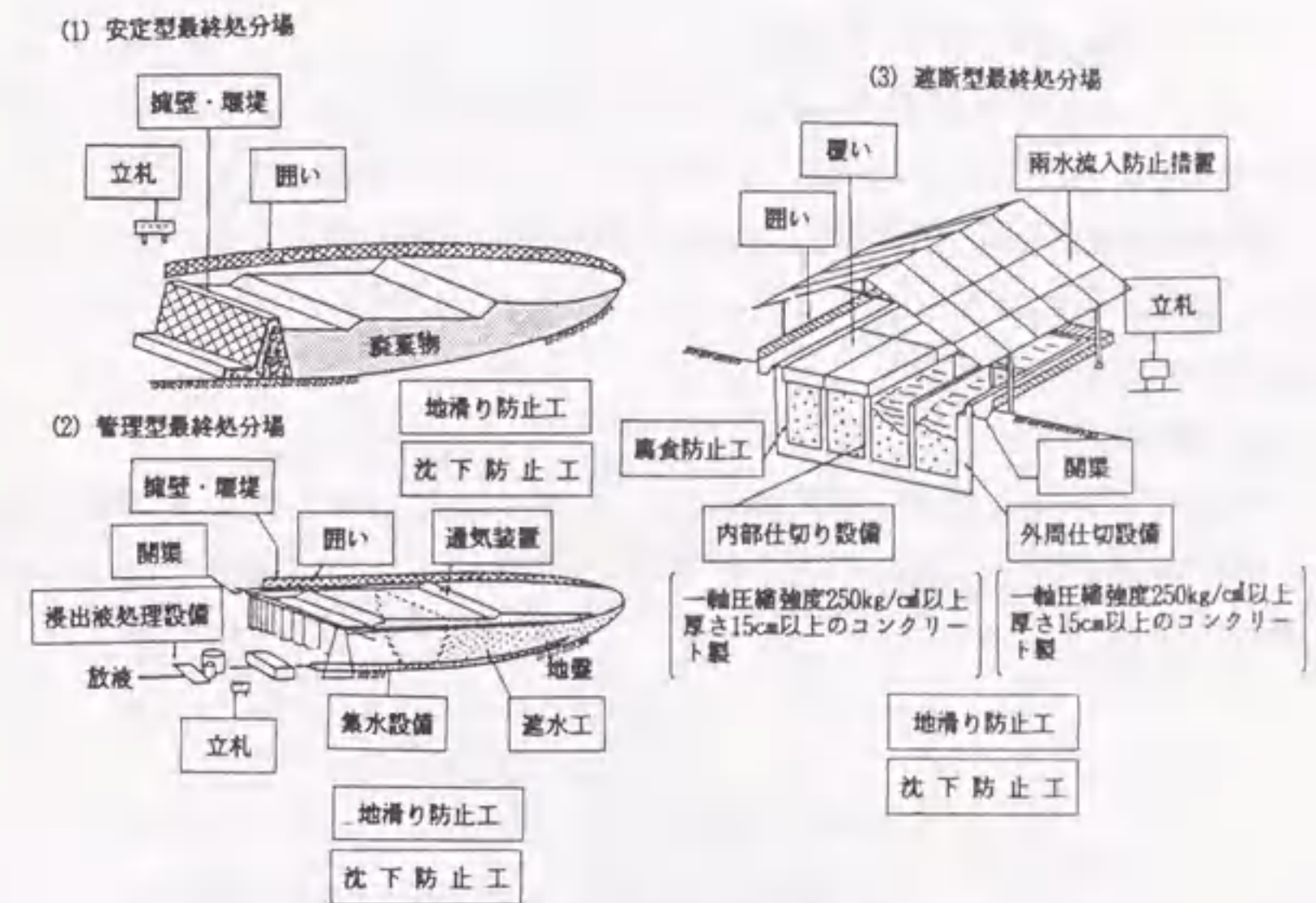


図 6.11 最終処分場の構造<sup>24)</sup>

法的にはこのように区分されているが、それぞれの処分場で次のような問題が起こっている。まず、安定型処分場では、高杉<sup>25)</sup>の指摘によると、安定なはずの処分場の下流域でさまざまな有害物質が検出されている。高杉は実際には安定五品目といっても、それ以外のあらゆるものが入り込むのが実態と述べ、その理由として、[1] 安定五品目かどうかの分別がなされていない、[2] 中間処理における分別もなされていない、[3] 厚生省が安定五品目に付着してくる有機物などまで分別できないという解釈に立っているため、という3点を指摘している。また、管理型処分場では、遮水工としてゴムシートが使われ、処分場外部の土壌を汚染しないというたてまえになっているが、実際には廃棄物搬入の際に破損したり、竹の子が突き破ったりすることも多いとしている。最後に遮断型処分場は最も嚴重であるが、同様にコンクリートの腐食や



亀裂による漏水の問題があり、さらに大きな問題は、遮断型処分場が全国でわずか30数箇所しかないことであると述べている。

このようにいずれにしても内陸型処分場では、水質汚染の懸念がいつでもつきまとうが、その最大の理由は、処分場が内陸山間部、すなわちわれわれの飲み水の水源に近い所に設けられているということにつきる。したがってこの問題を回避する有効な方法は、内陸部に処分場を作ることはできるだけ避けるということになるであろう。

## (2) 海面最終処分場の現状と問題点

上で述べたように、山間部（陸上）における最終処分場建設には様々な制約がある。したがって今後はやはり海面に処分場を求めていかざるを得ないと著者は考えている。

廃棄物最終処分場指針解説<sup>24)</sup>には、廃棄物の海面埋立てに関するいくつかの指針も含まれており、実際に現在埋立て中の大阪湾フェニックス計画などに適用されている。その中でいくつかの特徴的な項目を挙げる。

### 1) 護岸構造<sup>24)</sup>

現在までに作られた処分場の護岸構造としては、図6.12<sup>24)</sup>に示すように、a) 自立式矢板壁、b) 控え工式矢板壁、c) 二重式矢板壁、d) セル式矢板壁、e) 重力式埋立護岸、f) 捨石式埋立護岸などがある。

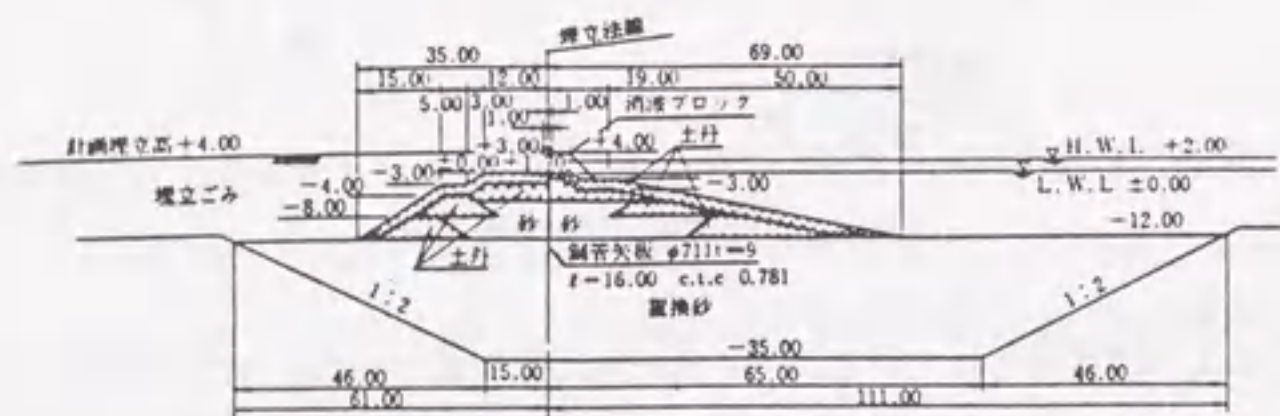


図 6.12(a) 自立式矢板壁構造例 (川崎市浮島地区処分場)

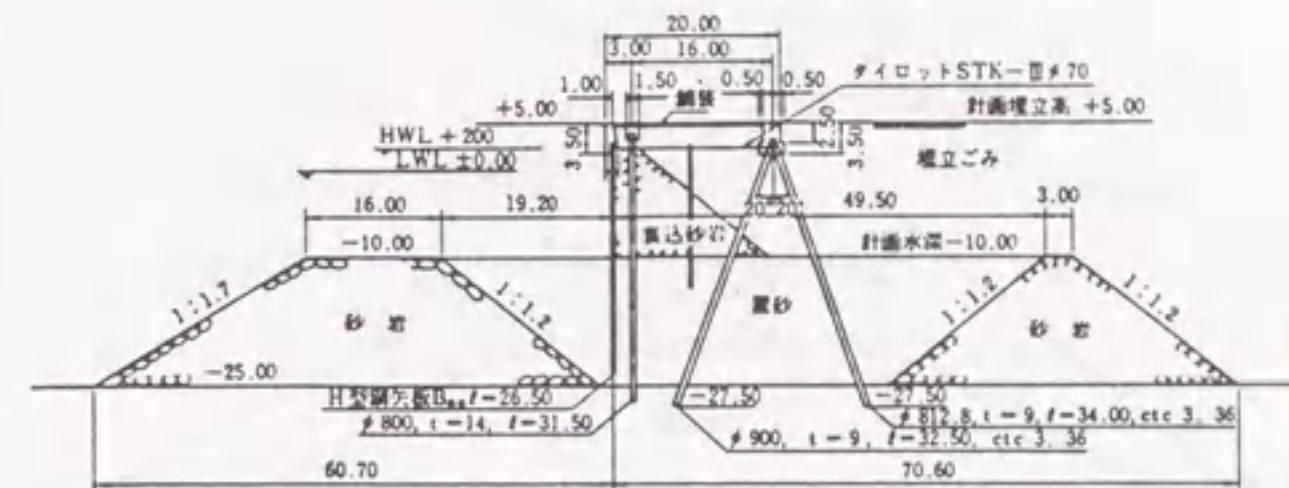


図 6.12(b) 控え工式矢板壁構造例 (横浜市本牧地区処分場)

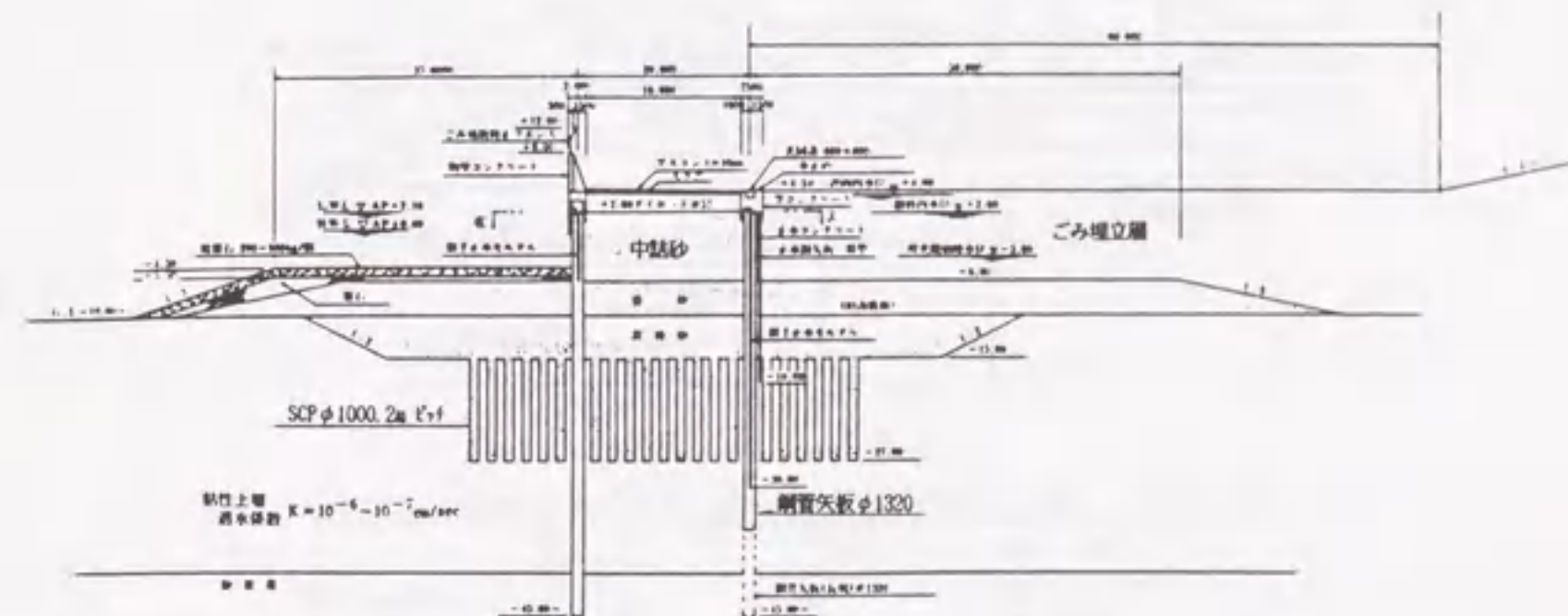


図 6.12(c) 二重鋼管矢板壁構造例 (東京都中央防波堤処分場)

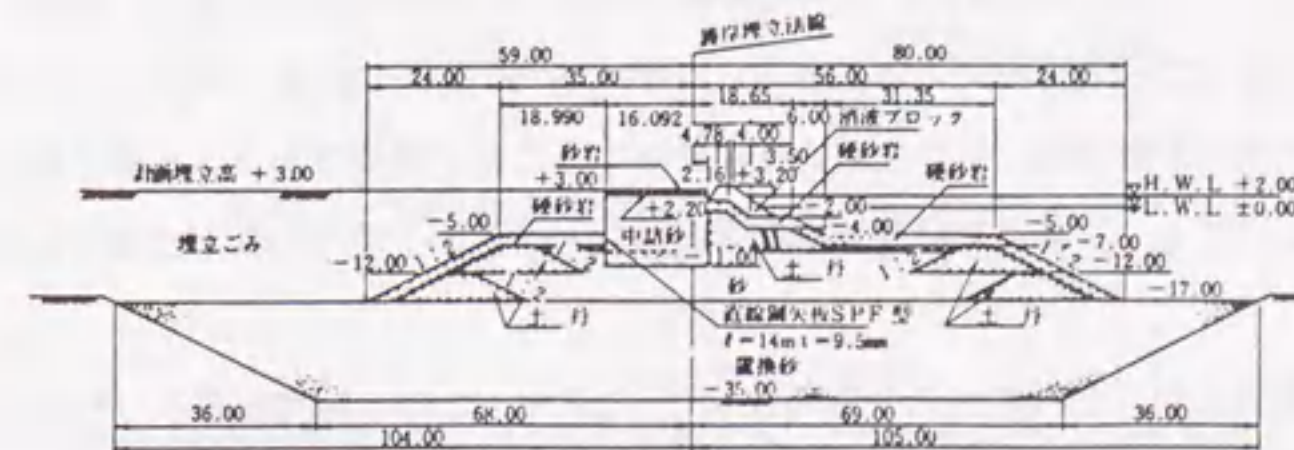


図 6.12(d) セル式矢板壁構造例 (川崎市浮島地区処分場)



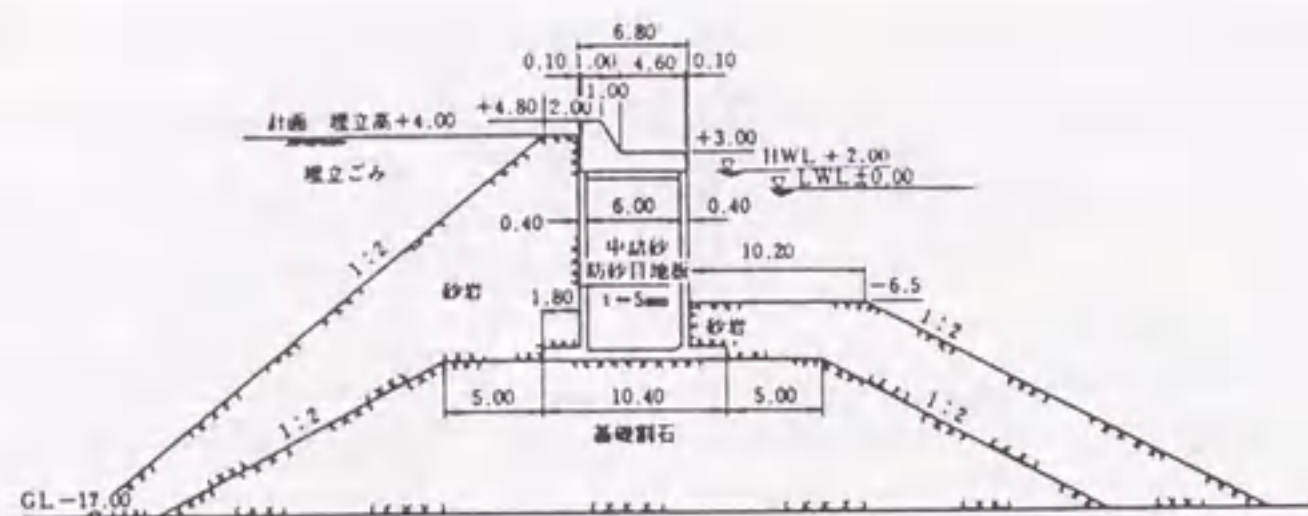


図 6.12(e) 重力式埋立護岸構造例 (横浜市本牧地区処分場)

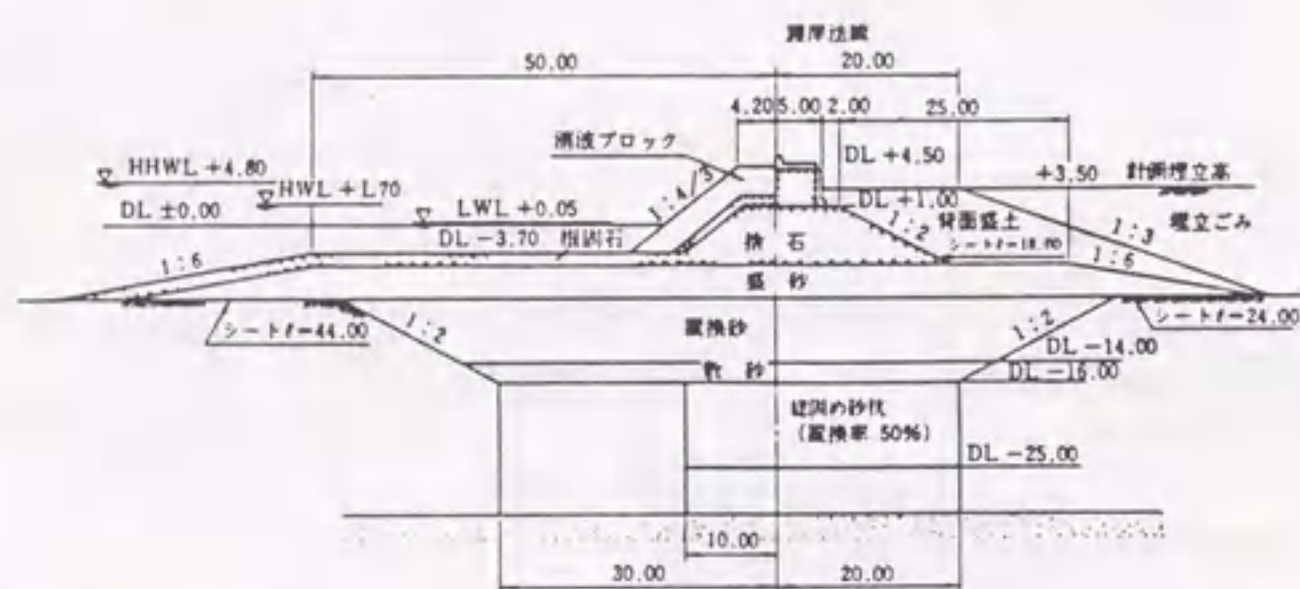


図 6.12(f) 捨石式埋立護岸構造例 (大阪市北港地区処分場)

これらが通常の埋立地の護岸と異なる点は、適切な遮水工が必要なことである。遮水工には、底部遮水工と鉛直遮水工の2種類があるが、一般に処分場は沖積粘性土層の地盤上に設けられることが多く、これを通常不透水層とみなし、底部には遮水工を設けないことが多い。鉛直遮水工には図 6.13<sup>24)</sup>に示す形が多い。なお、長期的な沈下や護岸の変形に対し、柔軟に対応できる遮水構造が望ましいとされている。さらに、埋立地内の維持水位を外水位より常時低下させて、浸出水の流向が外方向に向かないように計画することが重要である。本章で提案する掘削型処分場においても、下部地盤に透水層などがいないかどうか十分な検討が必要である。

## 2) 汚水処理

海面埋立地周辺における水の出入りを図 6.14<sup>24)</sup>に示す。このうち残留海水(内水)はその量が非常に多く、この処理が重要となってくるが、一般的な対応としては、a) 埋立初期の水質

がよい状態で暫定処理を行う方法、b) 埋立の進行に伴い水位が上がってから本施設を稼働させる方法がある。

また海面埋立地における浸出水の水質は、塩素イオン濃度が高く、かつ、埋立構造が嫌氣的で有機物の分解速度が非常に遅いので、COD やアンモニアの濃度が高く、硫化物による阻害も考えられ、極めて処理性が悪いのが一般的な特徴である。さらに浸出水のこのような性状は長い期間にわたって継続するので、十分な監視、処理態勢が必要である。

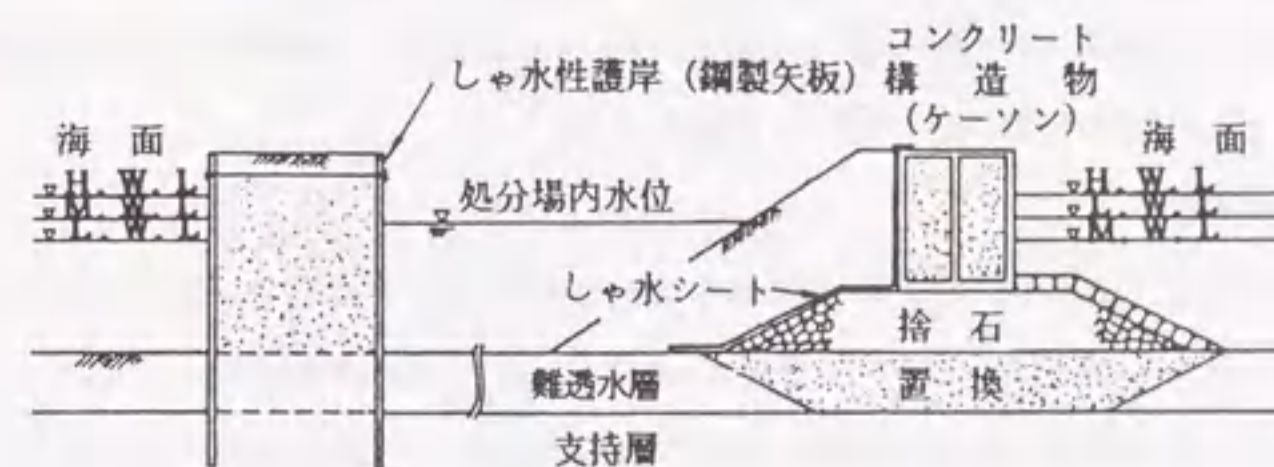


図 6.13 海面埋立処分場における遮水工の概念図<sup>24)</sup>

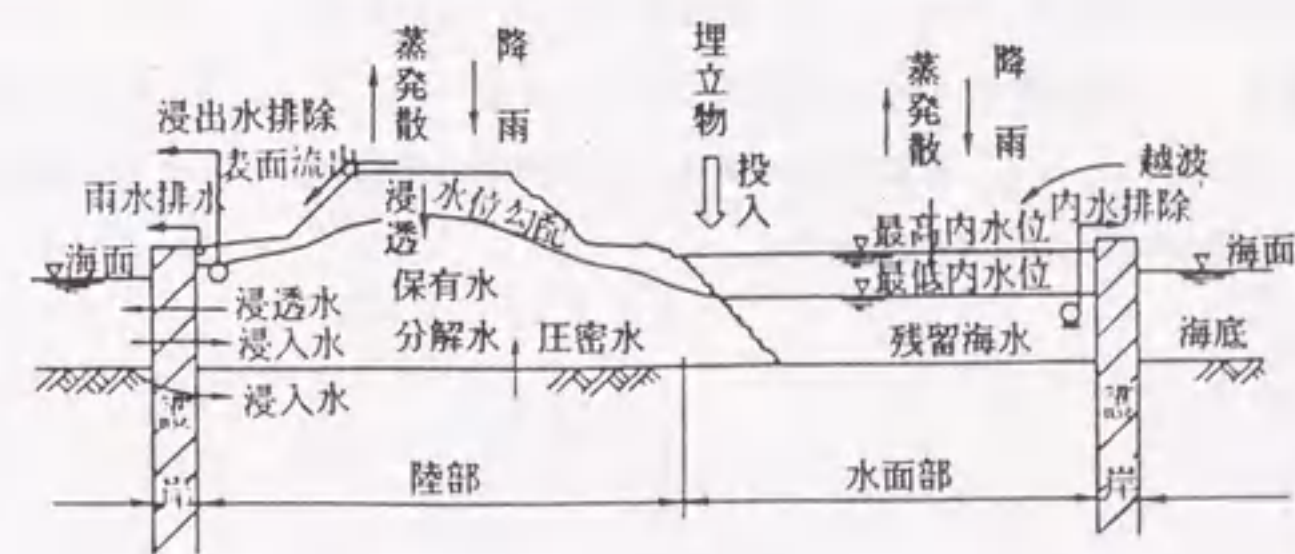


図 6.14 海面埋立処分場周辺における水の出入り<sup>24)</sup>

## 3) 埋立方式

埋立方式には、a) 内水排除方式、b) 水中投棄方式、c) 片押し方式、d) 薄層まきだし方式がある。b) の水中投棄にあたっては、浮遊しにくいごみを選択的に埋立てるとともに、中仕切堤に



よる区画埋立てなどの措置を講ずることが望ましいとしている。

海面処分場における問題点としては、以下のような点が考えられる。

1) 漁場問題

単純に漁業海域が減少することによる補償問題などである。

2) 潮流の変化をもたらす水質悪化などの環境問題

新たな島の造成により、湾内の潮流が変化し、新たに潮の流れが悪くなり水質が悪化するなどの問題である。また、水深の浅い浅瀬や干潟などを埋立てると、浅瀬や干潟が元来保有している海水の浄化システム（例えば青潮と呼ばれる酸素の吸収による貧酸素状態が解消される）が破壊され、一層の水質汚染が進むという問題もある。

3) 海上交通上の問題

現在東京湾では巨大タンカーなどの大型船の往来が年々増加しており、船同士の衝突の危険が指摘されている。ちなみに20万トンタンカーでは、航行中衝突回避のためにブレーキをかけても、さらに約4,500m（約20分間）も船は進んでしまう。また近年の海上工事の増加などによって、船の避難錨地や泊地が不足してきているという問題もある。実際に運輸省の報告によれば、現在235隻分の錨地が必要なのに、現在126隻分しかない<sup>26)</sup>(図6.15)。このような過密な東京湾内においては、新たに島を造るスペースはすでに非常に限られているのである。

以上より海面処分場建設にもいくつかの問題点があることがわかる。したがって、新たに島を造成する場合、その効率的な利用は必要欠くべからざるものとなってきた。そこで効率的な利用方法のひとつとして、次節では、限られた処分場の面積の中で、より大量の廃棄物を処分できる掘削型の海面処分場を提案する。



図 6.15 東京湾の錨地<sup>26)</sup>



### 6.3 掘削型廃棄物海面処分方式の提案

#### 6.3.1 概説

近年の廃棄物最終処分場不足は全国的に深刻な事態となりつつあり、各地で廃棄物処分場をいかに確保するかが重要な問題として検討されている。特に東京都では、平成8年3月には現在唯一残っている中央防波堤埋立処分場が一杯となることから、新たな処分場の確保は切迫した重要課題となっている。しかしその一方で、前節でみたように、新たに山間の内陸部に処分場を設けることは、環境上の問題や住民の反対などにより困難な状況である。

このような社会情勢のもとで、各自治体は家庭や事業所における様々な（指定ゴミ袋などの）ゴミ減量対策を実施しつつあり、また消費者自らは地域社会における各種リサイクル活動を多方面で展開してきている。その他、産学官の研究機関では精力的な研究開発が行われており、例えば環境プラントメーカーの技術者は、より優れたゴミ処理システムの開発などを進めているところである。

土質技術者も、ゴミの圧縮性についての専門的知識と、地盤の沈下解析手法などの道具立てを用いて、この廃棄物問題に対しいくつかの解決策を具体的に提示しようとする。例えばそのひとつとして、ゴミ地盤を効率よく圧縮させて処分場の容量を拡大させる方法がある。

現在の廃棄物処理技術では、ゴミ焼却灰などを捨てる最終処分場は必ず必要となる。前述したように内陸部に新たに処分場を設けることが困難な状況において注目されるのは、わが国近海に広がる海面を利用した海面埋立処分場である。しかし、海面埋立処分場といっても、現在では多くの制約があり、簡単に何カ所も作れるものではないことを、すでに前節でみてきた。したがって、ひとつの処分場で、できるだけ多くの廃棄物投入容量を確保することは必要不可欠の課題である。

そこで本節では、当該海域の海底部分をまず掘削し、その中にゴミを投入し、さらにその上に掘削土を埋め立てて人工島を造る一連のプロセスを提案し、そのフィージビリティスタディを行う。この方法は、新しいもの（廃棄物）を下に、古いもの（沖積粘土）を上配置することから、一般的な地盤の層序を入替えるという意味で特徴的である。しかしこれによって、その重量と圧縮性の差を利用した廃棄物層の圧縮（圧密）が可能となり、結果的に廃棄物処分容量の拡大につながるものである。しかも廃棄物層は難透水性の沖積粘土内に埋められるため、周辺への汚水の浸出などは考えにくく、また陸上での掘削と異なり海底粘土層内では生物個体数が一般に極めて少ないことから、環境への影響も小さいものと考えられる。

しかしながら、海底地盤を大規模にしかも安価に掘削できるかどうかは、その前例（アプローチの方法）がないだけに、新しい土質力学上の問題になっている。本論文5.4節では、深くしかも安く掘る技術として、掘削のり面部分を低置換率SCPで改良し、地盤深部での杭間粘土の強度増加を待って、掘削のり面勾配を大きく取る検討を行ってきた。本節では、この検討結果をベースに、大深度でしかも大きなり面勾配をとることにより、ゴミをより多く処分できる掘削断面を考える。

本方法の特徴のもう一つは、外からのごみの搬入速度やゴミの圧密速度に応じて、時間軸に沿う様々なコントロール（地盤改良による圧密速度の調整や、液流速度の調整など）が可能であることである。すなわち、ゴミ搬入速度が速くなった場合は、圧密速度や掘削速度を速めて対応することができる。

まず掘削型海面処分場の形式として考えられる数タイプを挙げ、各処分場形式の検討を行ってから、最も可能性の高いタイプの処分場について具体的なフィージビリティスタディを行う。

#### 6.3.2 掘削型海面最終処分場の形式

掘削型海面最終処分場にはいくつかのバリエーションが考えられる。ここでは従来方式の非掘削型処分場の他に、各種の掘削型海面最終処分場の構造（タイプ）とそれぞれの特長を挙げ、比較検討する。

##### (1) 従来方式 (TYPE-0)

図6.16(a)のように外周護岸、中仕切護岸を建設後、廃棄物を順次投入していく。建設コストは掘削がないため他と比べて低くなるが、使用可能年数は短い。またゴミの分解に伴うガス発生や地盤沈下のため、跡地利用は制限されることが多い。

##### (2) 単純掘削埋立方式 (TYPE-1)

図6.16(b)のようにまず外周護岸を建設後、内部の掘削を行い、確保された空間に廃棄物を投入する。建設コストは上昇するが、使用可能年数は最も長くなる。しかしこの場合、掘削残土の行き先が確保されていることが前提であり、場所のない首都圏などでは本方式の実現はかなり難しい。

##### (3) 順次掘削埋立方式 (TYPE-2)

本方式でも、埋立エリア内の海底地盤で大深度掘削を行うが、掘削と同時に発生する掘削残土は、中に入れるゴミ層およびゴミ層の下部の沖積粘土層に対する圧密荷重として積極的に利用することとする。この結果、従来方式 (TYPE-0) よりも全体の沈下量を増



やすことができ、ごみ容量の拡大につながる。実際の手順としては、図6.16(c)のように埋立て処分場を複数の区画に分け、順次ごみを搬入しながら、その上に掘削土を載せてごみ層を圧縮させる。さらにその後、沈下を待って沈下分だけの「第二次ごみ搬入」を実施する。この場合、地中に入れるごみ(第一次ごみ)は圧縮性の高いもの、最後に搬入するごみ(第二次ごみ)は比重が大きく、荷重として適したものに選別することによって、全体の沈下量をより増大させることができ、ごみ容量拡大に効果的となる。しかも、外部へ浚渫土を搬出しないいわゆる“クローズド型システム”となっている。

(4) 交互掘削埋立方式 (TYPE-3)

本方式でも TYPE-2 の順次掘削埋立方式と同様に、ごみ層の圧密沈下を利用する。まず、全体を大きく2つの区画に分け、片方を掘削した後そこにごみを搬入し、その間もう一方では掘削土砂を積み上げ、沖積粘土層の圧密沈下をはかっていく(図6.16(d))。ごみ搬入終了後、今度は今まで圧密沈下させていた方を掘削し、掘削した空間にごみを搬入する。このように掘削～埋め戻しサイクルを二区画間で交互に繰り返すことによって、掘削残土荷重によるごみ層の圧密沈下を促進させる。この場合、埋立て人工島の表面は掘削残土でおおわれるため、跡地利用の制限が少なくなるが、一方で、軟弱な浚渫土を海面上にどのように高く盛土するかという点などの問題点がまだ数多くある。また、掘削土の移し変えが頻繁なため工程が煩雑となり、工費も高くなる。

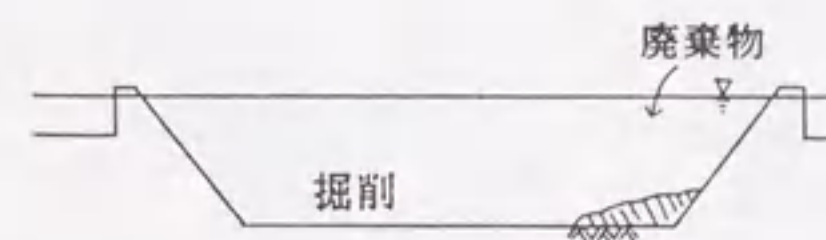
(5) 遊休埋立地活用方式 (TYPE-4)

これは前記の方法と異なり、すでに埋立てが終了しているが現在まで未使用の遊休地を積極的に活用しようというものである。図6.16(e)のように掘削し、中に廃棄物を投入する。

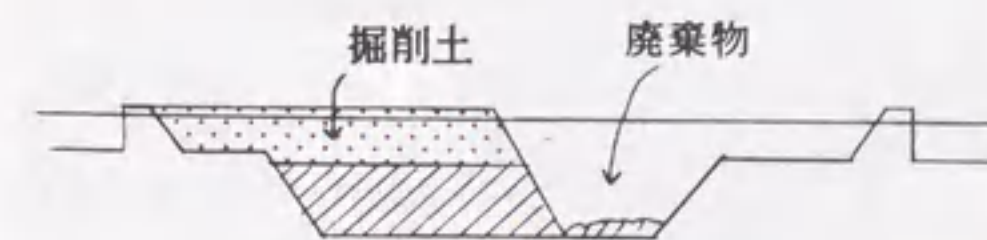
なお、今回検討を行うのは主として順次掘削埋立方式 (TYPE-2) である。本方式は比較的安価であるのと同時に、掘削残土をごみ層の圧密荷重として有効に活用でき、しかも掘削残土の処理がいわゆる閉じたシステムで行われるという点から最も実現可能性が高いと思われるからである。



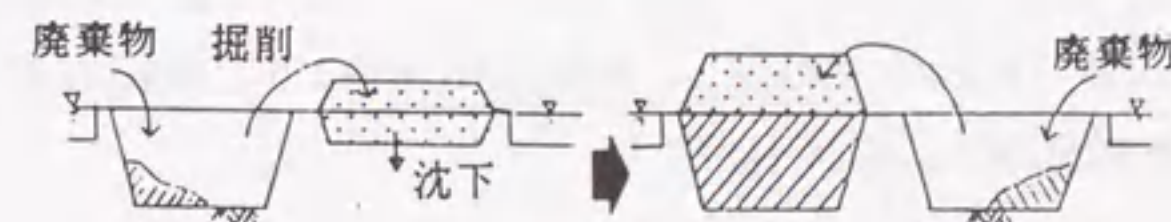
(a) 従来方式 (TYPE-0)



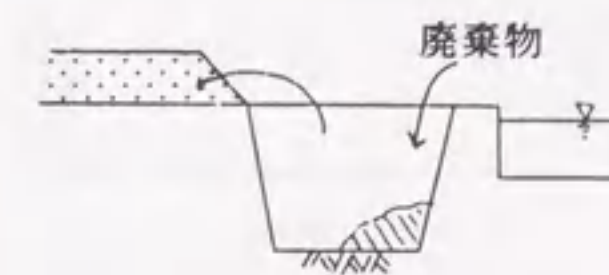
(b) 単純掘削埋立方式 (TYPE-1)



(c) 順次掘削埋立方式 (TYPE-2)



(d) 交互掘削埋立方式 (TYPE-3)



(e) 遊休埋立地活用方式 (TYPE-4)

図 6.16 掘削型海面処分場



### 6.3.3 順次掘削埋立方式の実現可能性調査

#### (1) 概要

以降では、すでに構想が発表されている東京湾最後の処分場“新海面処分場”の規模、および東京都におけるごみ発生量の現状もふまえながら、新しい掘削型処分場を東京湾内に建設するための具体的なフィージビリティスタディを行う。ここで検討すべき項目としては以下が挙げられる。

- 1) 処分場の場所・規模・構造
- 2) 廃棄物の構成とごみ搬入速度および建設工程
- 3) 圧密沈下検討
- 4) 処分場の形状と区画数の検討
- 5) ごみ処分容量、運用年数、経済性の評価
- 6) 掘削安定解析（掘削斜面安定のための地盤改良の仕様を決定する）
- 7) 最適処分場規模の決定
- 8) 大規模浚渫・移送・盛立システム
- 9) 環境への影響調査

#### (2) 検討条件の整理

##### 1) 処分場の場所、規模、構造

処分場の場所は、東京湾内の水深-10~-20mの場所をベースに考える。処分場の規模については、“新海面処分場”（図6.17）も参考とし、今回は図6.18のように200ha程度の大きさの正方形形状の処分場を想定する。

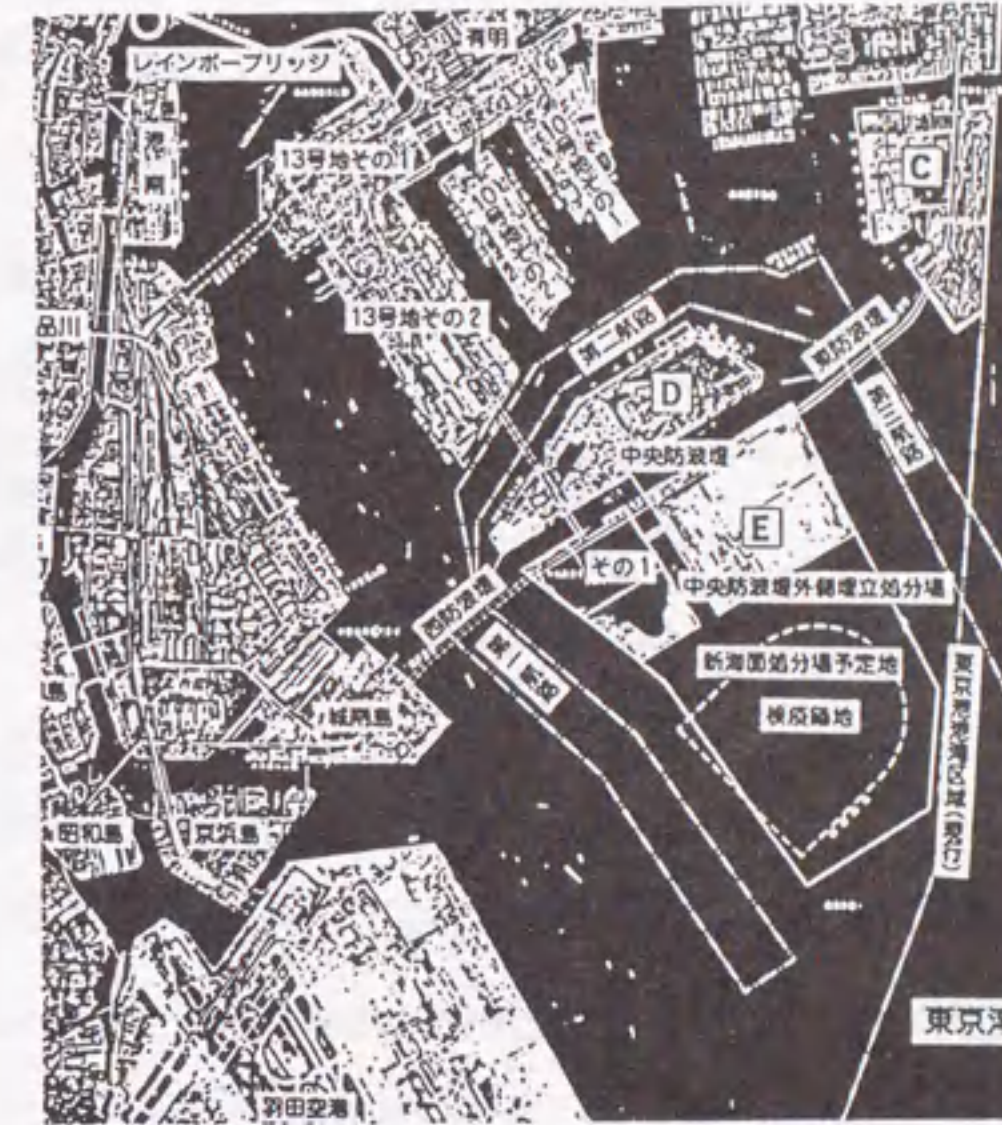


図 6.17 新海面処分場位置図<sup>29)</sup>

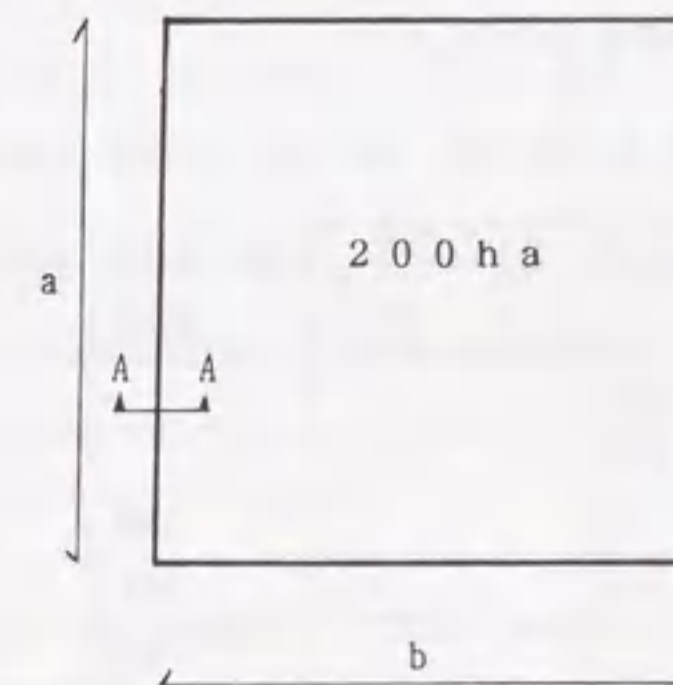


図 6.18 掘削型海面処分場の平面図

処分される廃棄物は東京都内のもののみとし、その量は東京都発表の平成4年度実績値に基



づいて設定する。護岸部の標準断面は、現在稼働中の中央防波堤外側処分場で採用されている鋼管矢板護岸形式<sup>24)</sup>(図 6.19)を参考とするが、6.2.5でも示したように、この他にも各種の護岸形式が採用されている。

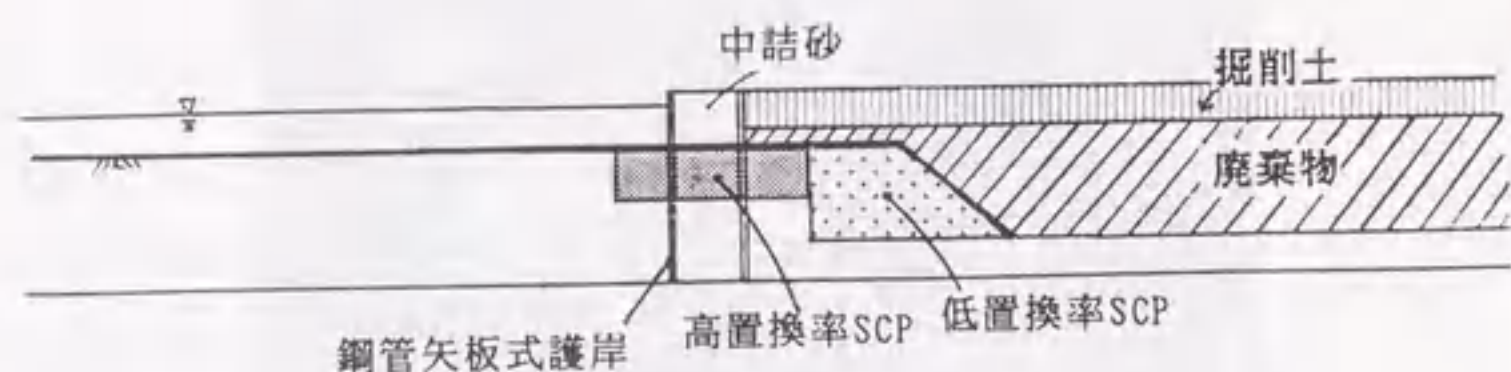


図 6.19 護岸部の標準断面 A-A 断面

## 2) 廃棄物の構成とごみ搬入速度および沈下パラメータ

まず現在東京都の最終処分場である中央防波堤外側処分場へ搬入されている廃棄物を調べて、廃棄物構成の現状把握を行う。

東京都では、清掃局が直接収集する局収集ごみ{可燃ごみ, 分別ごみ(金属, ガラス, プラスチックなどの燃えないごみ), 粗大ごみの3分別}, 事業者等が持込む事業系一般廃棄物, 中小企業者が排出する産業廃棄物のそれぞれ処分を行っている<sup>28)</sup>。これを収集方法及び処理方法(ごみの行き先)別に整理したのが表 6.7 である。

表 6.7 各廃棄物の第一搬入施設(東京都, 1992) (t/day)

		清掃工場	分別処理 センター	破碎処理 施設	無処理 埋立	計
局 収 集	可燃ゴミ	8,584				8,584
	分別ゴミ	427	1,073		1,139	2,639
	粗大ゴミ	11		198		209
事業系一般		1,314	31	141	1,762	3,248
産業廃棄物				268	943	1,211
計		10,325	1,104	607	3,844	15,891

東京都の中間処理施設は急速にその能力の向上を図ってきたが、少なくとも平成4年度終了

時点では、処理施設不足により可燃性ごみ, 分解性ごみが, 焼却や減容化されずにそのまま最終処分場へ搬入されているのが現状である。都作成のパンフレット<sup>29)</sup>によると, 現在中央防波堤外側処分場で埋立処分されている 8,165t/日の内訳は以下の通りになっている。

a) 焼却灰: 1,677t (20.5%)

b) 都市施設廃棄物等: 1,246t (15.2%)

下水道汚泥が中心となる。

c) 産業廃棄物: 943t (11.5%)

都は, 処分地の確保が困難な中小企業者を対象として, その排出する産業廃棄物を一定の基準のもとに都の最終処分地に受入れている。

d) 局収集の分別ごみの一部: 1,139t (14%)

これは分別処理センターで処理しきれなかった廃プラスチック, ガラス, 金属, ちゅうかい類を直接埋立しているものであり, 今後処理センターの増設により減少してくると思われる。

e) 分別センターおよび破碎施設経由不燃物: 1,398t (17.2%)

分別ごみ, 粗大ごみのうち, 売却される鉄分, アルミニウム分および減容固化されるプラスチックを除いた不燃物である。

f) 事業系一般廃棄物: 1,762t (21.6%)

各事業者が独自に持込む一般廃棄物で, この中で特に近年のOA化進展によって排出される紙類が非常に多くなっている。

次に上の a)~f) の各廃棄物についての沈下パラメータ(圧縮指数  $C_c$ , 初期間隙比  $e_0$ , 圧密係数  $c_v$ , 湿潤密度  $\rho_t$ )を設定してみる。これらの圧縮試験データの蓄積は未だ豊富にあるとはいえず, またその試験方法も一様ではないため不十分な点はあるが, 一応既存の文献の範囲内で設定している。

a) 焼却灰: 廃棄物の中では比較的多くの実験的研究がなされている。ここでは,  $C_c, e_0$  は三宅<sup>30)</sup>,  $\rho_t$  は岩谷<sup>31)</sup>の実験結果,  $c_v$  は廃棄物最終処分場指針解説<sup>24)</sup>(以下 処分場指針と略す)の値を参考に定めた。

b) 下水汚泥および産廃: 処分場指針の汚泥の項目を主として参考に定めた。



c) 分別ごみ, 不燃物および事業系一廃: これらは廃プラスチック, 紙, ちゅうかい類, 缶類などの軽い材料で, 従来のごみ処分場のサンプリング調査データ (花嶋<sup>32)</sup>, 清水<sup>33)</sup>, 寺師<sup>34)</sup>) が参考となる。Cc, cv は花嶋の実験結果,  $\rho_t$  および  $e_0$  は清水の報告に基づいている。またここでは清水らによる以下の関係式も用いている。

$$Cc = 0.3(e_0 - 0.5) \cdots \text{東京都}$$

$$Cc = 0.3e_0 \cdots \text{名古屋市}$$

以上をまとめて表 6.8 に示す。

ごみ成分	排出量	排出量	体積 比率 (%)
	(t/d)	(m <sup>3</sup> /d)	
焼却灰	1,677	1,189	16.3
汚泥, 産廃	2,189	1,809	24.8
分別ごみ他	4,299	4,299	58.9
計	8,165	7,297	100.0

ごみ成分	湿潤密度	圧縮指数	初期間隙比	圧密係数
	$\rho_t$ (g/cm <sup>3</sup> )	Cc	$e_0$	$c_v$ (cm <sup>2</sup> /d)
焼却灰	1.41	0.70	2.20	27,000
汚泥, 産廃	1.21	2.60	3.60	130
分別ごみ他	1.00	1.06	3.80	55,000

実際に投入される廃棄物は上に挙げたごみ成分の混合体と考えられるので, 表 6.8(a) 中右端に示した排出量の体積比率で各パラメータを平均化すると次のようになる。

$$\rho_t = 1.12 \text{ (g/cm}^3\text{)}$$

$$Cc = 1.38$$

$$e_0 = 3.49$$

$$c_v = 35,000 \text{ (cm}^2\text{/d)}$$

東京都, 千葉, 埼玉, 神奈川の 1 都 3 県で, 現在年間海面埋立てされている一般廃棄物は, 約 279 万 t である。また現在東京都清掃局で中央防波堤外側最終処分場に埋立てている量は,

平成 4 年の実績で年間 250 万 t (8,165t/日) にのぼっている<sup>29)</sup>。以上より, 全体の埋立て速度は, 7,300m<sup>3</sup>/day で年間約 225 万 m<sup>3</sup>/年とした。

### 3) 東京湾沖積粘土層の沈下パラメータの設定

東京湾沖積粘土層の沈下パラメータの設定にあたっては文献 35), 36) を参照した。図 6.20 は東京湾を横断する地質断面図<sup>36)</sup>であり, これより沖積粘土層下端を水面下-45~-50m とした。また付録 A6.1 に東京湾内の土質柱状図<sup>35)</sup>を掲載している。これによると, 沖積粘土層の構成は 2 層からなっていると考えられる。それぞれ  $Y_{c1}$  層,  $Y_{c2}$  層とし, 土質パラメータを下表のように設定した。図 6.20 のように沖積粘土層が厚く堆積している箇所が検討の対象となる。

表 6.9 沖積粘土層の土質パラメータ

土層 深度 (m)	$\rho$ (g/cm <sup>3</sup> )	$e_0$	w (%)	Cc	$c_v$ (cm <sup>2</sup> /day)	k (cm/sec)
$Y_{c1}$ 上部 15m	1.4	3.5	130	1.4	500	10 <sup>-8</sup>
$Y_{c2}$ 下部	1.7	1.5	60	0.6	2000	10 <sup>-7</sup>

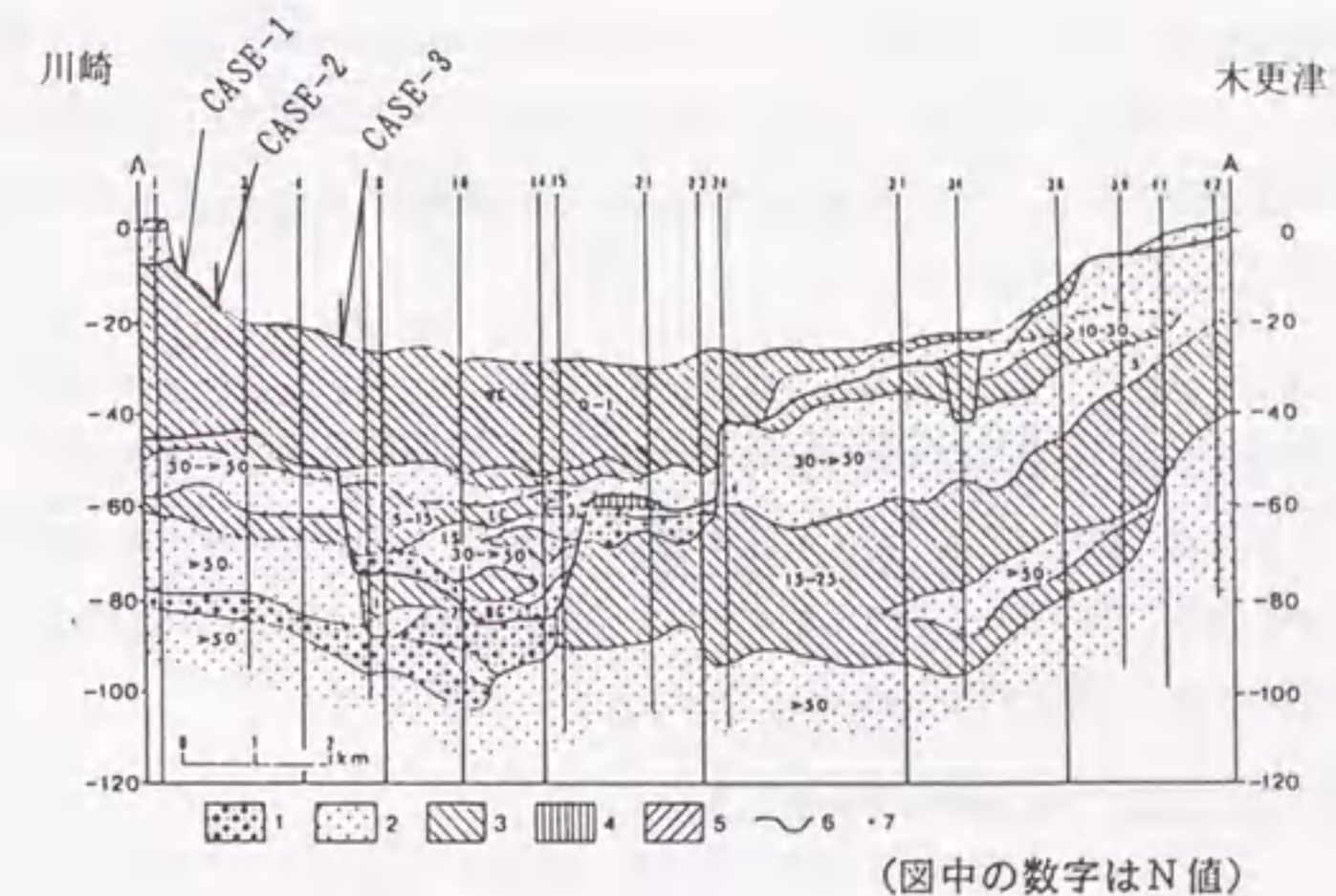


図 6.20 東京湾内の地質断面<sup>36)</sup>

(1:砂礫, 2:砂, 3:粘土・シルト, 4:関東ローム)



(3) 建設方法と工程

さて具体的なごみの搬入方法であるが、まず図6.21のように埋立て処分場を5つの区画A～Eに分け、実際の施工手順を次のように行うものとする。なお、区画の最適な分割数や縦横比については、後で詳しく検討する。

- 1) 全体的な施工の流れは、図6.21の左側の区画から順次行われるとする。まず左端から2つめの区画Bにおいて、図で言えば上方から掘削を開始する。掘削土は左隣の区画Aへ次々と搬入され、区画Aの沖積粘土地盤は区画Bから持込まれた掘削土荷重によって沈下を始める。掘削のペースは、後を追いかけて入ってくる第一次のごみ搬入速度に合わせておけばよく、むしろ含泥率を上げて、できるだけ体積を増やさない方法が要求される。最近開発され実用化されている“高濃度浚渫工法”<sup>37)</sup>は、それに適するが、機構上の制約があり、水面下-35mにおよぶ大深度の掘削は事実上難しい。したがって、現在では大容量のグラブ浚渫(施工能率800m<sup>3</sup>/日程度)などが掘削工事の主体となる。
- 2) 区画Bの掘削が完了すれば、浚渫船団は直ちに右隣の区画Cへ移り、また図の上方から掘削を再開する。このとき区画Bでは、すでに廃棄物がやはり図の上方からある程度搬入されている状態で、その上に、区画Cの掘削土が搬入され、区画Bのごみ層の圧縮荷重として作用していく。このとき海中に投棄される廃棄物は、海底に沈む程度の比重をもつものでなければならない。
- 3) すでに埋立てが終了している区画Aでは圧密沈下が進んでいる。この沈下分を埋めるために、陸上からふたたび第二次のごみ搬入が行われる。ただし、このときのごみは、比重が大きく圧密荷重として適するもの、すなわち焼却灰、スラグや砂質土系の建設発生土などが、跡地利用の面からみても好ましい。またこの第二次ごみ搬入は、第一次と同様に左側の区画から順次行われる。
- 4) 以上の工程の繰返しで右端の区画Eまで進む。

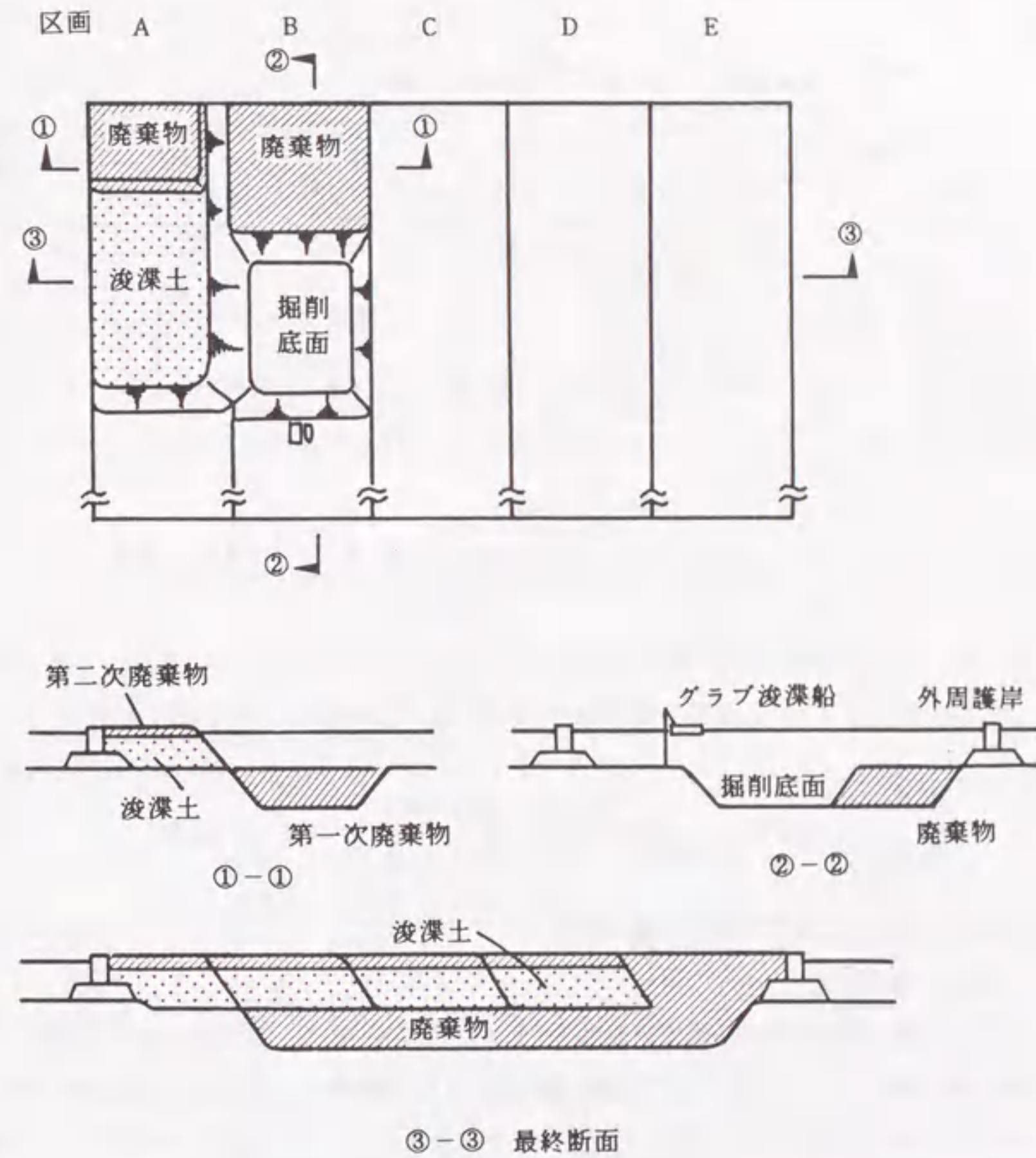


図6.21 順次掘削埋立方式の概要



以上の施工工程をまとめて示したのが図 6.22 である。

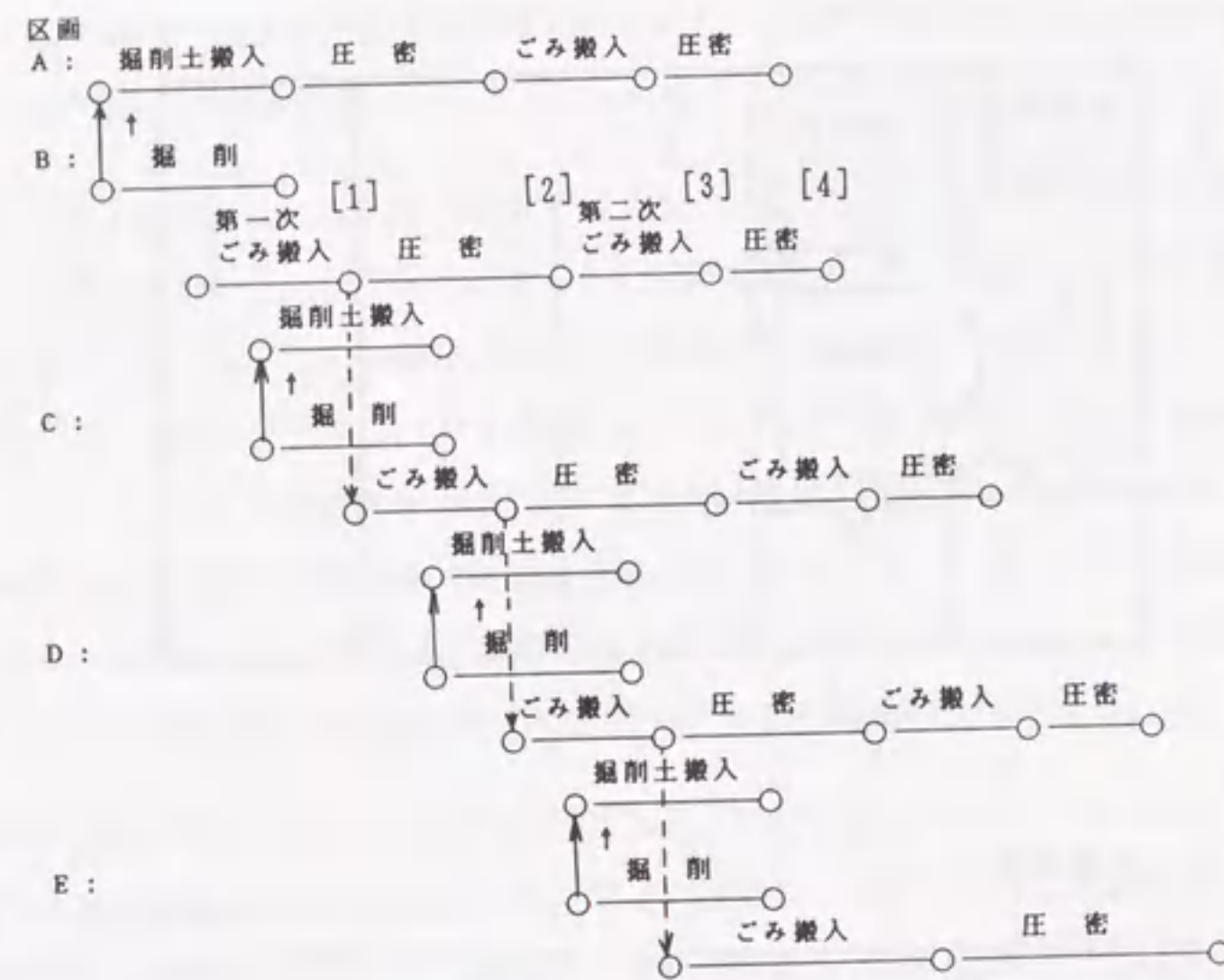


図 6.22 建設工程

(4) 圧密沈下解析によるごみ処分容量の検討

1) 圧密沈下量の算定

前出の表 6.8, 表 6.9 で得られている沈下パラメータに基づいて, 工程図 6.22 の [2]: 第一次ごみ搬入後圧密終了時, [4]: 第二次ごみ搬入後圧密終了時の各時点における圧密沈下量を計算し, 下表 6.10 の水深などの条件の異なる 3 ケース (例えば図 6.20 にその位置を示す) について従来方式との比較を行う。計算式は前述の式 (6.1)<sup>23)</sup> である。計算結果を表 6.11, 表 6.12 に, またその詳細については付録 A6.2 に示している。ここで, 掘削前の状態と第一次ごみ搬入後の時点 [1] における各ケースの土層構成を整理して図 6.23 に示しておく。

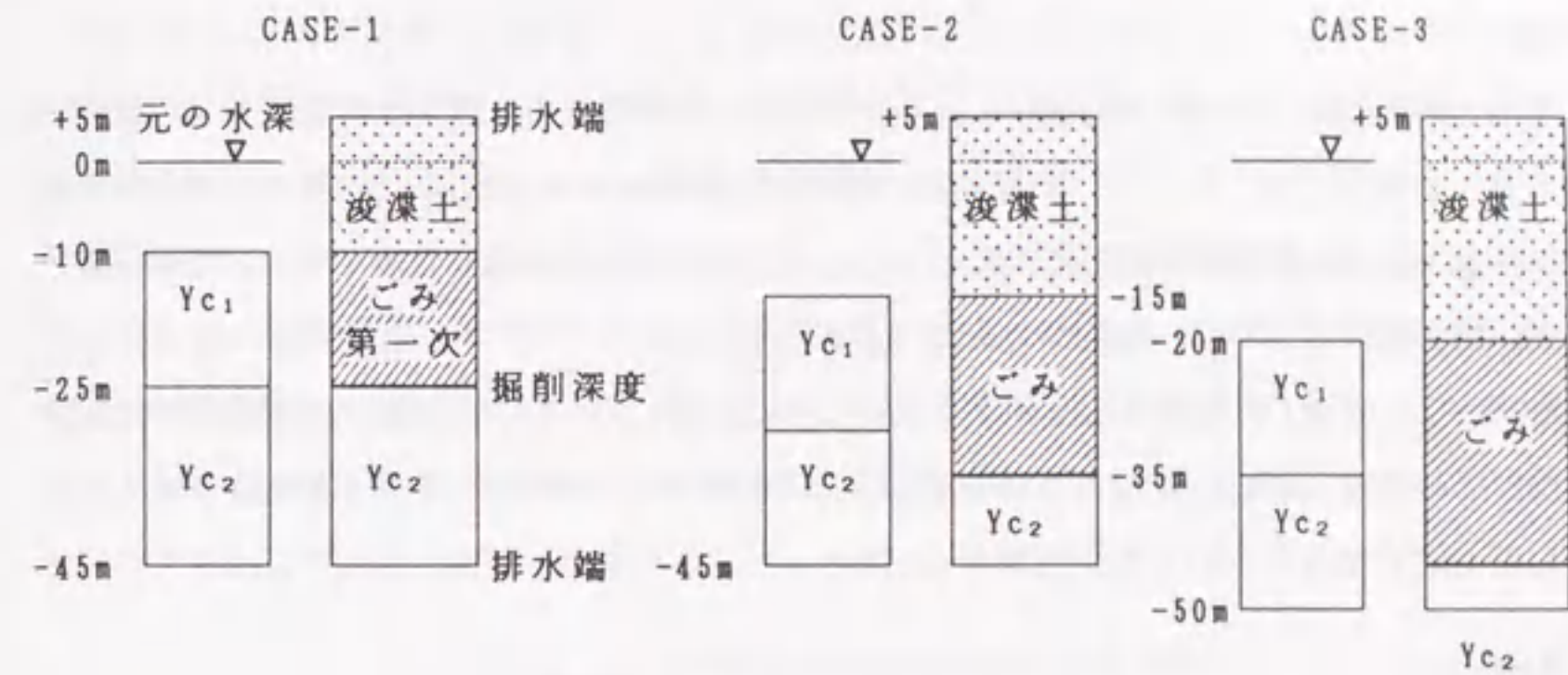


図 6.23 各ケースの初期状態と時点 [1] の土層構成

なお, ここで考慮している沈下は, ごみ層と下部の沖積粘土層の圧密沈下のみで, ごみの分解などによる沈下は対象外としている。またごみ層の自重圧密沈下量についても, 付録 A6.2 で少し検討を試みているが, 本文中では考慮していない。

表 6.10 各ケースごとの水深, 掘削深さ他 単位:m

ケース	水深 (標高)	Y <sub>c1</sub> 層 上端	Y <sub>c2</sub> 層 下端	掘削深さ (第一次)	ごみ層厚
CASE-1	-10	-25	-45	15	15
CASE-2	-15	-30	-45	20	20
CASE-3	-20	-35	-50	25	25

表 6.11 圧密沈下量の算定 (区画 B ~ D)

	沈下量 [2](m)	沈下量 [4](m)	計 [2] + [4](m)	従来方式での 沈下量 (m)
CASE-1	5.20	4.60	9.80	1.22
CASE-2	6.89	4.95	11.84	1.49
CASE-3	8.32	5.11	13.44	1.77

表 6.12 圧密沈下量の算定 (区画 A, E)

	沈下量 (m) 区画 A	沈下量 (m) 区画 E
CASE-1	5.73	7.69
CASE-2	6.49	9.64
CASE-3	7.30	11.35



2) 沈下～時間関係の検討

図 6.22 の時点 [1] から [2] の間 (第一次ごみ搬入期間) で、圧密所要日数  $t$  を簡単に求めてみる。

各層 (浚渫土層, ごみ層,  $Y_{e2}$  層) で  $c_v$  の値が互いに異なるため、層厚換算法<sup>38)</sup>により圧密所要日数  $t$  を計算する。ただし、浚渫土層の層厚と圧密係数を  $H_d, c_{vd}$ , ごみ層の層厚と圧密係数を  $H_w, c_{vw}$ ,  $Y_{e2}$  層の層厚と圧密係数を  $H_2, c_{v2}$  とし、 $H', c'_v$  を換算した層厚および圧密係数とする。排水位置としては、地表面および  $Y_{e2}$  層下端とした。

なお、ここではごみ層の自重圧密沈下過程は特に考慮していない。一般に自重圧密中の粘性土層に上載荷重 (浚渫土) が載荷される場合、その時間～沈下関係は、自重の影響を無視したものに近くなる<sup>38)</sup> という報告も参考とした。

CASE-1 :

$$\frac{H'^2}{c'_v} = \frac{H_d^2}{c_{vd}} + \frac{H_w^2}{c_{vw}} + \frac{H_2^2}{c_{v2}} = \frac{1500^2}{500} + \frac{1500^2}{35000} + \frac{2000^2}{2000} = 6,564,$$

$$H' = 50\text{m より } c'_v = 3,808 \text{ cm}^2/\text{day},$$

排水距離を考慮し、圧密度 95% ( $T_v = 1.13$ ) のとき、

$$t = \frac{T_v \cdot (H'/2)^2}{c'_v} = 1,855 \text{ 日} = 5.1 \text{ 年}$$

CASE-2 :

$$\frac{H'^2}{c'_v} = \frac{H_d^2}{c_{vd}} + \frac{H_w^2}{c_{vw}} + \frac{H_2^2}{c_{v2}} = \frac{2000^2}{500} + \frac{2000^2}{35000} + \frac{1000^2}{2000} = 8,614,$$

$$H' = 50\text{m より } c'_v = 2,902 \text{ cm}^2/\text{day},$$

$$\therefore t = \frac{T_v \cdot (H'/2)^2}{c'_v} = 2,434 \text{ 日} = 6.7 \text{ 年}$$

CASE-3 :

$$\frac{H'^2}{c'_v} = \frac{H_d^2}{c_{vd}} + \frac{H_w^2}{c_{vw}} + \frac{H_2^2}{c_{v2}} = \frac{2500^2}{500} + \frac{2500^2}{35000} + \frac{500^2}{2000} = 12,804,$$

$$H' = 55\text{m より } c'_v = 2,362 \text{ cm}^2/\text{day},$$

$$\therefore t = \frac{T_v \cdot (H'/2)^2}{c'_v} = 3,618 \text{ 日} = 9.9 \text{ 年}$$

ごみ搬入速度 (225 万  $\text{m}^3/\text{年}$ ) から CASE-1 における処理場の運用年数を計算すると、第 2 次ごみ搬入までに処分場内のブロック A では 10.5 年、ブロック B では 8.7 年、ブロック C では 7.0 年、ブロック D では 5.2 年の期間があり、いずれのブロックでも圧密期間は確保されている。他の CASE も同様である。以上より、この程度の規模 (200ha) の掘削型処分場を東京湾に設けた場合、「処分場の大きさ」と「ごみ層、沖積粘土層の圧密速さ」および「ごみ搬入速度」が

偶然ではあるが非常にうまくバランスされていることがわかる。

(5) 処分場の形状と区画数の決定

先に図 6.21 では区画の分割数  $n$  を 5、形状を正方形 (一辺の縦の長さ  $a$  = 一辺の横の長さ  $b = 1400\text{m}$ ) としていたが、ここで経済性と処分場の使用可能年数の両面から、区画数  $n$  および処分場形状  $a, b$  の最適な数値について詳しく検討してみる。

建設費用については、多くの不確定な面があるが、ここでは表 6.13<sup>40)</sup> に示す既存の各海面廃棄物処分場の建設費用を参考とする。このうち (総) 建設費を主として外周護岸の建設費用 (護岸の安定対策としての地盤改良費などが含まれる) と考えると、外周護岸 1m あたりの建設コストが表 6.13 のように計算できる。表より外周護岸の建設コストとして、ここでは大阪湾フェニックス計画と同程度の断面 1m あたり 2,000 万円/m とした。

表 6.13 既存の海面廃棄物処分場建設費用<sup>40)</sup>

処分場と事業主体	面積 ha	処分量 万 $\text{m}^3$	建設費 (億円)	建設コスト 円/ $\text{m}^3$	護岸建設費 (万円/m) *
大阪北港廃棄物処分場 (大阪市)	615	7,400	1,510	2,040	1,522
荻田沖土砂処分場 (運輸省四建)	153	1,819	417	2,292	843
中央防波堤産廃処理場 (東京都)	502	7,700	2,915	3,785	3,253
大阪湾フェニックス計画	316	4,500	1,420	3,155	1,997

\* ) 処分場を正方形としたときの外周護岸の長さで建設費を割ったもの

今回の場合、この基本的な建設費の他に、ごみを入れる掘削部分の浚渫費 (750 円/ $\text{m}^3$ : 推定) と、後で詳細に検討する処分場内の掘削斜面安定対策としての低置換率 SCP の地盤改良費が加わる。地盤改良費は、例えば CASE-1 (水深 10m, 掘削深さ 15m) では、図 6.24 の断面で、置換率 10%, 杭径  $\phi 1600\text{mm}$  とした断面奥行 1m あたり 560,000 円程度とした。ここで、改良下端を斜面内にとどめているのは、支持層である砂層まで砂杭を打設した場合、処分場内の水が砂杭から浸出する恐れがあるためである。



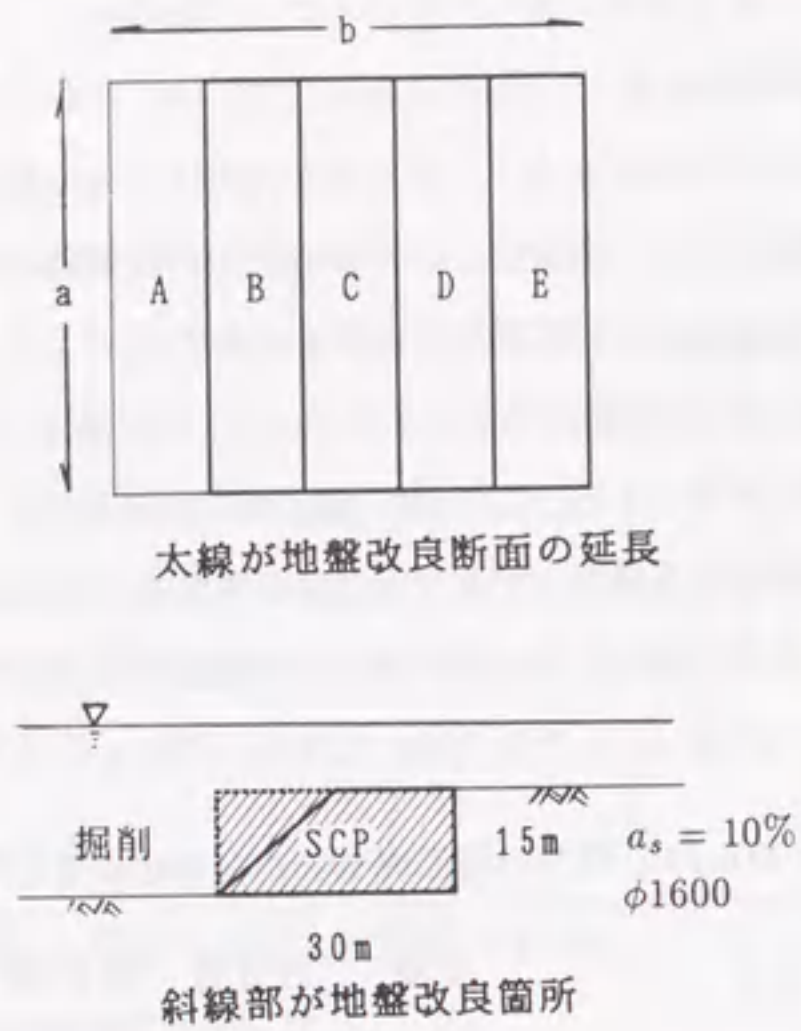


図 6.24 地盤改良範囲

まず処分場の総面積を約 200(196)ha とした場合の CASE-1(水深 10m, 掘削深さ 15m) についての処分場形状の検討を行う。図 6.25 は区画分割数  $n=5$  のときの処分場の縦の長さ  $a$  と、総建設費  $\sum C$  の関係で、これより  $a=b=1400\text{m}$  の正方形の場合に総建設費  $\sum C$  が最も小さくなることわかる。なお、総建設費  $\sum C$  などはそれぞれ次式によって計算した。

$$\sum C = 2(a+b)C_0 + ab \frac{(n-1)}{n} H_e C_D + \left[ 2b \frac{(n-1)}{n} + na \right] C_I$$

$$V = \sum_n \frac{a \cdot b}{n} (H_w + S(n))$$

ここに、 $V$  は総処理量 ( $\text{m}^3$ )、 $b$  は処分場の横の長さ (m)、 $H_w$  は水深 (m)、 $H_e$  は掘削深さ (m)、 $S(n)$  は  $n$  番目のブロックの総沈下量 (m)(表 6.11) で、 $C_0$  は従来の処分場の外周護岸 1m あたりの建設費 (2000 万円/m)、 $C_D$  は  $1\text{m}^3$  あたりの浚渫費 (750 円/ $\text{m}^3$ )、 $C_I$  は断面 1m あたりの地盤改良費 (56 万円/m) である。

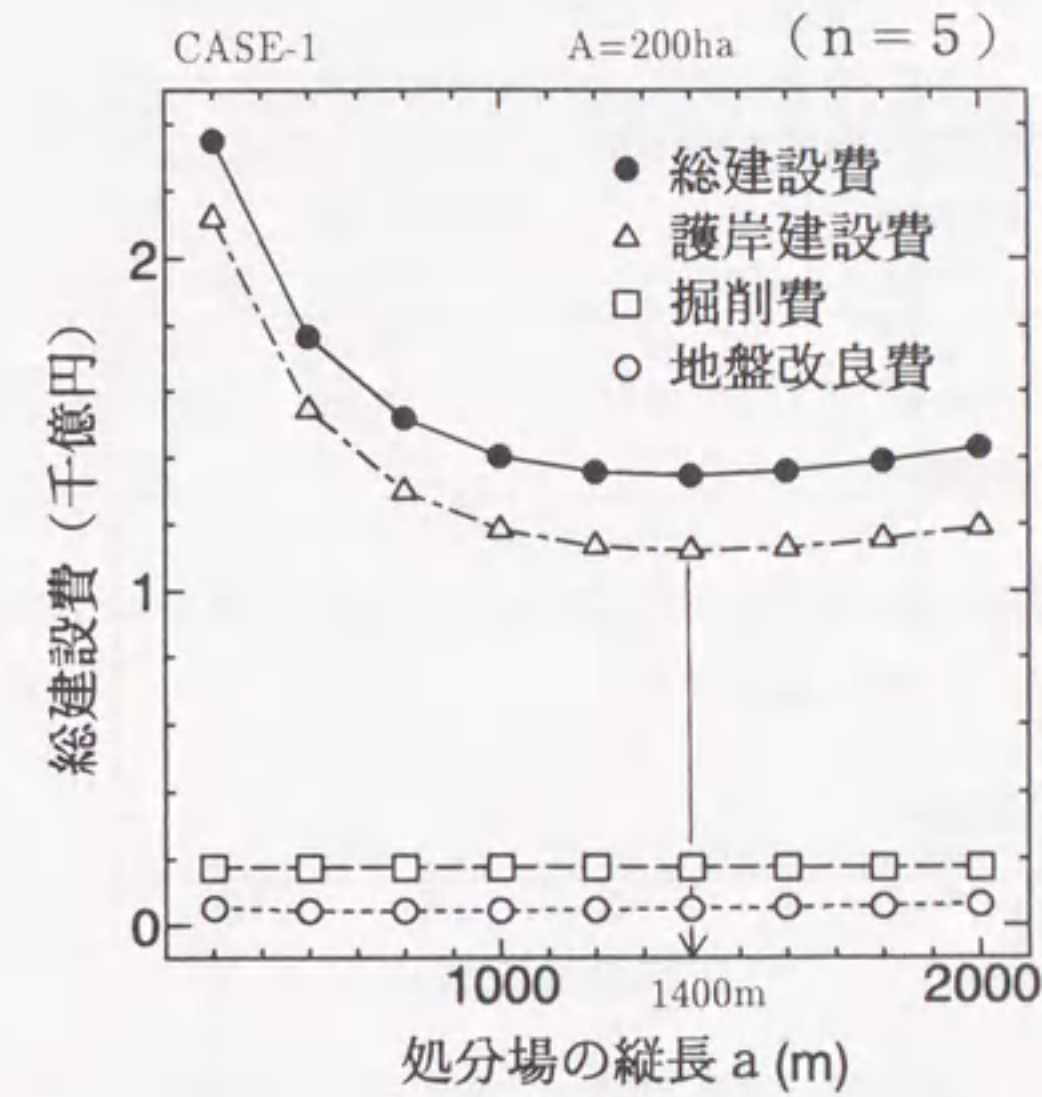


図 6.25 処分場の縦長  $a$  と総建設費の関係

図 6.26 は  $a=b=1400\text{m}$  のときの区画の分割数  $n$  と、処理体積あたりの建設コスト  $\sum C/V$  の関係で、これから  $n=3\sim 5$  のとき建設コストが最も低いことがわかる。

また、図 6.27 は区画の分割数  $n$  と使用可能年数の関係である (ただし年間処分量は 225 万  $\text{m}^3$  とする)。  $n$  が大きいほど使用可能年数は増えている。この理由は、本方式の場合表 6.11, 表 6.12 のように両サイドの区画 A, E では沈下の絶対量がそれ以外の区画よりも少ないため、両サイドの区画の面積比率が小さくなる場合すなわち  $n$  が大きい方が全体のごみ容量が大きくなる。図 6.26 の結果もふまえて今回は  $n=5$  を採用した。

以上より処分場の総面積を約 200ha とした場合、一辺の長さ 1400m の正方形形状で区画の分割数  $n=5$  が最も効率的なごみ処分場となることがわかった。



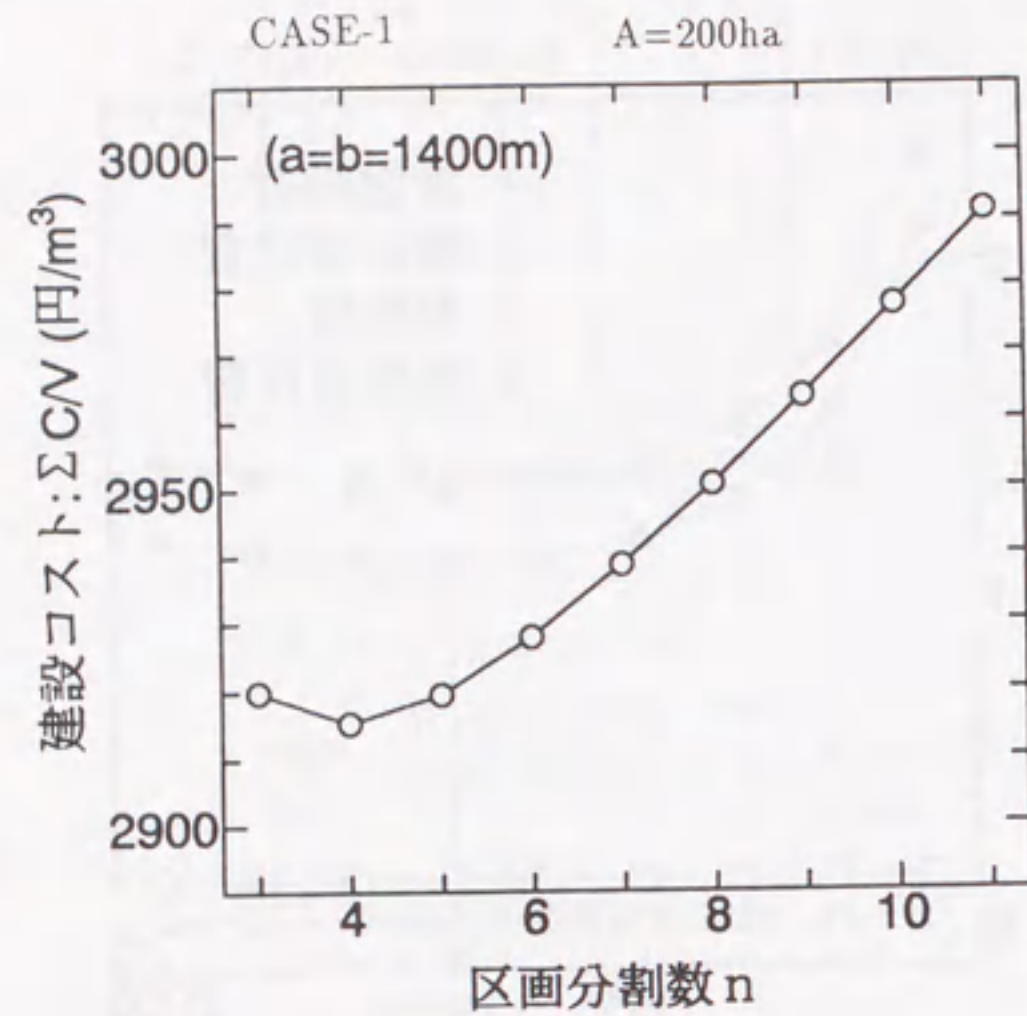


図 6.26 区画分割数 n と建設コストの関係

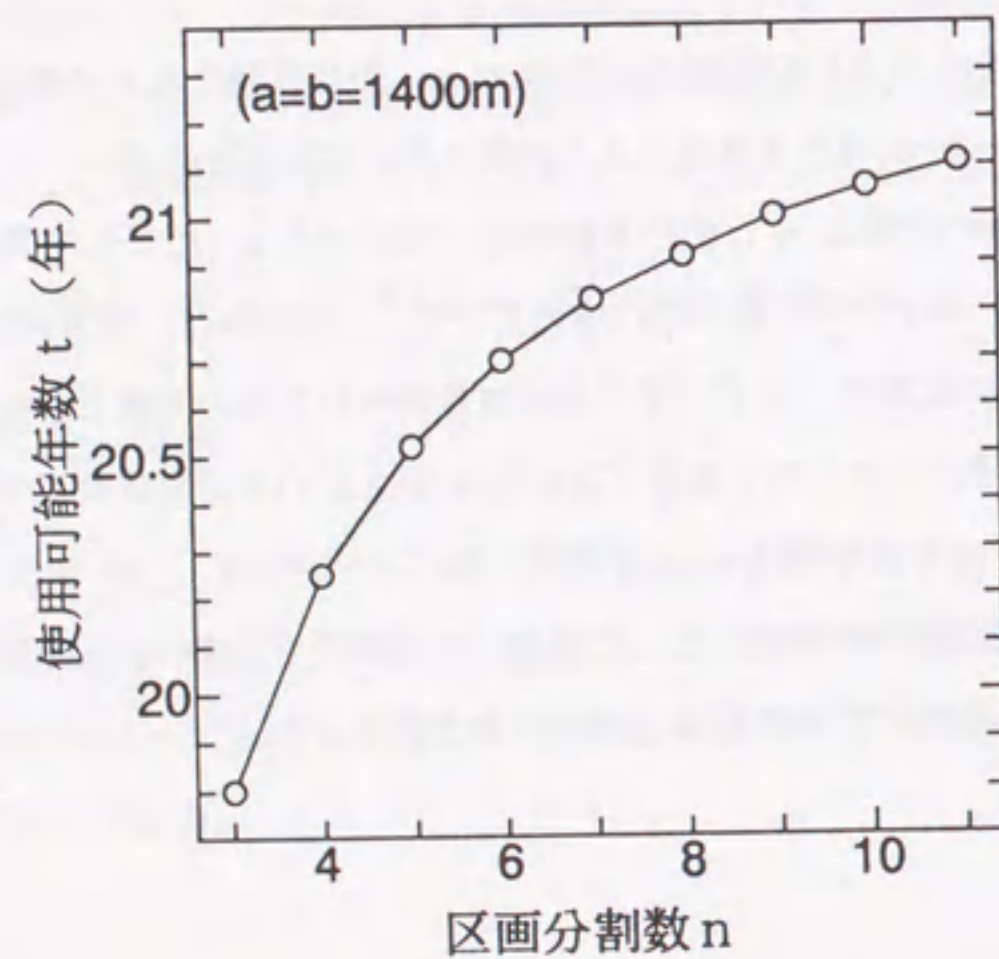


図 6.27 区画分割数 n と使用可能年数の関係

(6) ごみ処分容量および経済性についての従来方式との比較

(3a) で求めた沈下量をもとに、ごみ処分容量についての計算を行った。

表 6.14 各ケースごとのごみ容量および使用可能年数の比較

	従来方式 (TYPE-0)		順次掘削埋立方式 (TYPE-2)		$T_2/T_0$
	ごみ容量 ( $\times 10^3 m^3$ )	使用可能年数 $T_0$ (年)	ごみ容量 ( $\times 10^3 m^3$ )	使用可能年数 $T_2$ (年)	
CASE-1	31,791	14.12	46,178	20.52	1.45
CASE-2	42,120	18.72	59,435	26.41	1.41
CASE-3	52,469	23.31	72,135	32.06	1.38

以上より CASE-1,2,3 とともに従来方式 (TYPE-0) よりも約 1.4 倍の運用年数を確保することができる (図 6.28)。

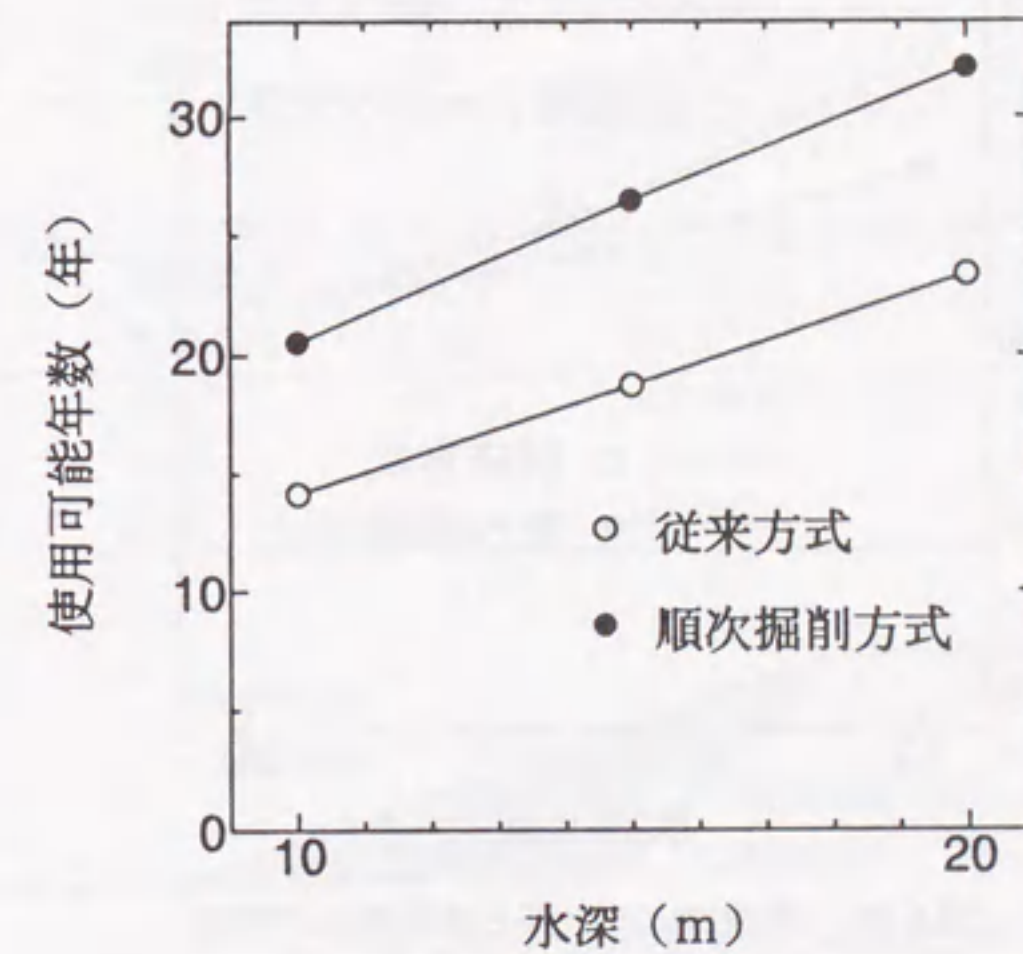


図 6.28 建設地点の水深と使用可能年数の関係



また(5)で計算した経済性についての比較検討結果をまとめて下表に示す。

表 6.15 各ケースごとの建設費の比較

	従来方式		順次掘削埋立方式 (TYPE-2)			1m <sup>3</sup> あたり 建設費 (円)
	1120 (億円)	1m <sup>3</sup> あたり 建設費 (円)	浚渫費 (億円)	地盤改良費 (億円)	計 (億円)	
CASE-1	1120	3523	176.4	51.7	1348.1	2919
CASE-2	1120	2659	235.2	92.4	1447.6	2436
CASE-3	1120	2135	294.0	144.1	1558.1	2160

図 6.29 は、各ケースの建設単価であるが、いずれも中央防波堤、フェニックスの建設単価を大きく下回っており、掘削型処分場の高い経済性があらわれている。

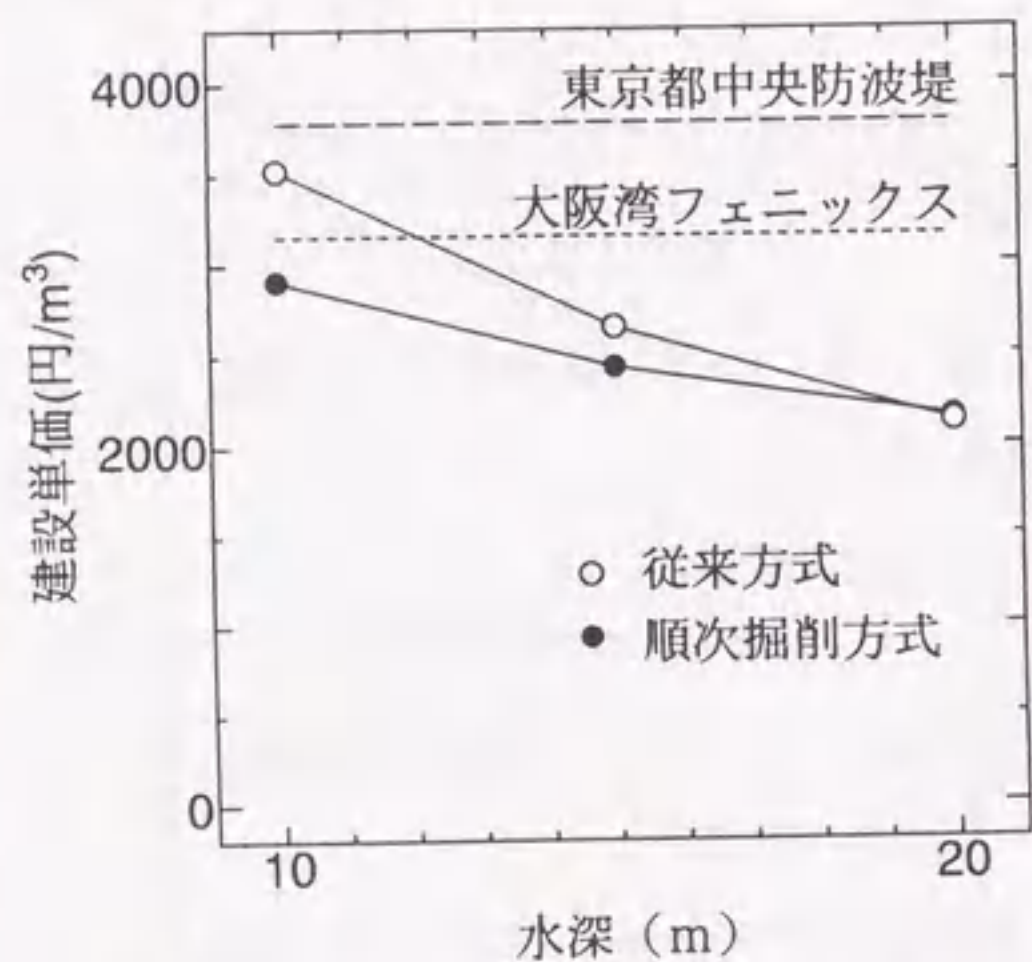


図 6.29 建設地点の水深と建設単価の関係

結論として、今回の検討(200ha, 水深 10~20m の規模)では、従来方式に対して、運用年数は 1.4 倍長く、コストは 1m<sup>3</sup>あたりの建設単価において下回っており、総合的に十分フィージブルであるといえる。

(7) 掘削安定解析による掘削斜面勾配の検討

これまでの検討では、簡単のため掘削勾配は特に考慮せずに検討を行ってきたが、従来通り 1:3~1:5 の掘削勾配とした場合と例えば 1:1 の急な勾配の場合では、護岸延長が長いとき全体

のごみ処分容量に大きな差が出てくると考えられる。

そこでまず、表 6.9 の東京湾の土質パラメータを用いて、前章 5.4 で実施した掘削安定解析を行い、海底大深度掘削時の斜面勾配について検討した。詳細は付録 A6.2 に示すが、得られた結果によると、掘削深度 15~25m の場合、置換率 10% 程度の低置換率 SCP の打設に伴う杭間粘土の圧密後の強度増加のみによって、1:1 の斜面勾配がとれることがわかった。

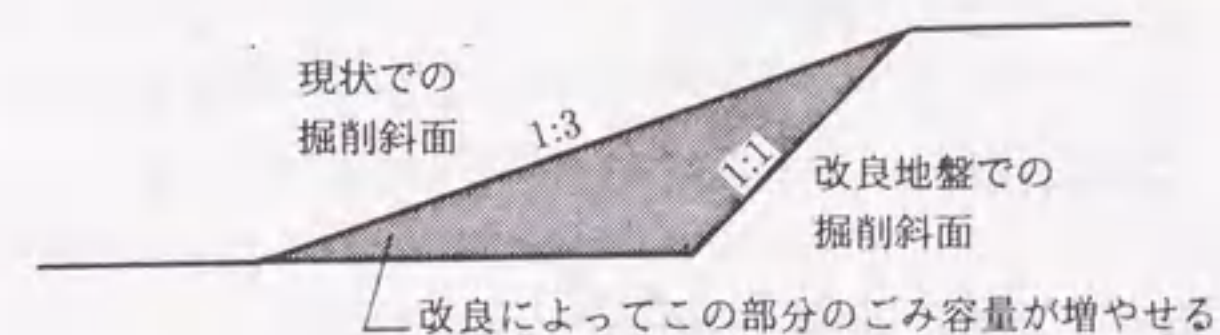
さらに図 6.24 を参考に、1:1 勾配と 1:3, 1:5 勾配の場合のごみ容量と使用可能年数の比較を行ってみた。その結果、SCP による地盤改良によって、CASE-3 では 5.1~2.6 年以上も処分場を延命させることができる。

表 6.16 1:1 勾配と 1:3 勾配の場合のごみ容量と使用可能年数の比較

	掘削斜面 延長 (m)	断面積 差 (m <sup>2</sup> )	ごみ容量 差 (m <sup>3</sup> )	換算した 使用年数差 (年)
CASE-1	9240	225	2079000	0.92
CASE-2	9240	400	3696000	1.64
CASE-3	9240	625	5775000	2.57

表 6.17 1:1 勾配と 1:5 勾配の場合のごみ容量と使用可能年数の比較

	掘削斜面 延長 (m)	断面積 差 (m <sup>2</sup> )	ごみ容量 差 (m <sup>3</sup> )	換算した 使用年数差 (年)
CASE-1	9240	450	4158000	1.85
CASE-2	9240	800	7392000	3.29
CASE-3	9240	1250	11550000	5.13



(8) 最適な処分場規模の決定

1) 処分場の大きさ

これまでの検討では処分場の大きさを 200ha と固定していたが、ここでは処分場の面積 A (ha) をパラメータにとって、使用可能年数 t, 総建設費 ΣC, 1m<sup>3</sup>あたりの建設コスト ΣC/V を計算してみた。水深と掘削深度の異なる各ケースの計算結果をそれぞれ図 6.30, 図 6.31, 図 6.32 に示す。これらを使って最適な処分場規模の決定を行うことができる。図中には CASE-1(水深



10m, 掘削深度 15m) の従来方式の結果も示しているが, 図 6.30, 図 6.32 では掘削方式の優位がみてとれる。

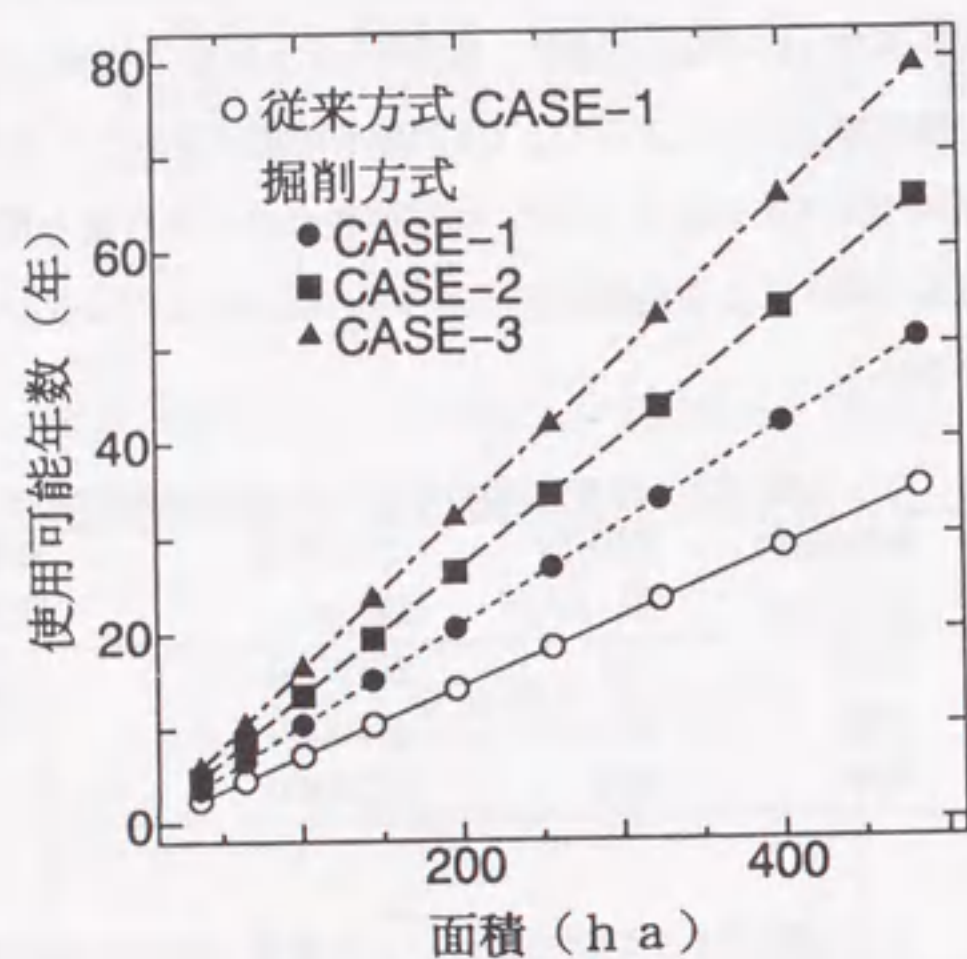


図 6.30 処分場の面積と使用可能年数の関係

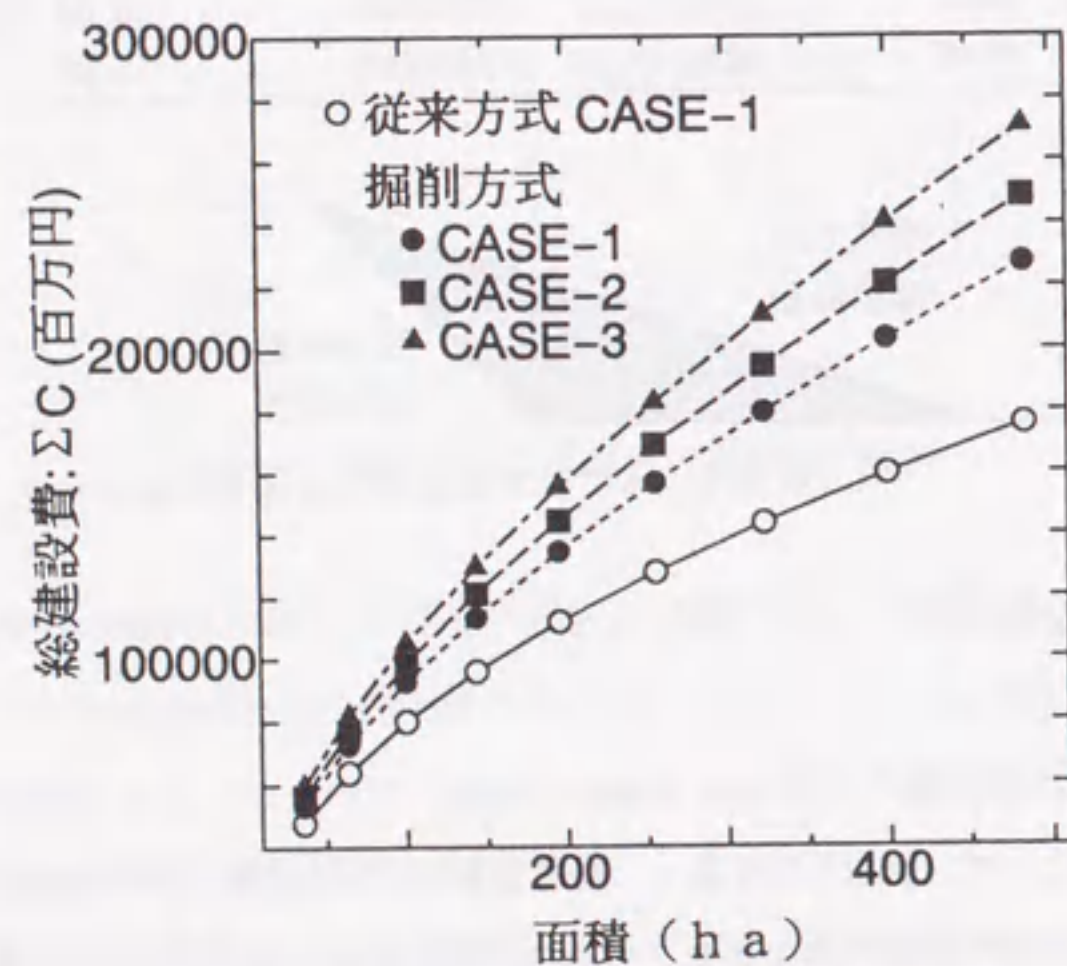


図 6.31 処分場の面積と総建設費の関係

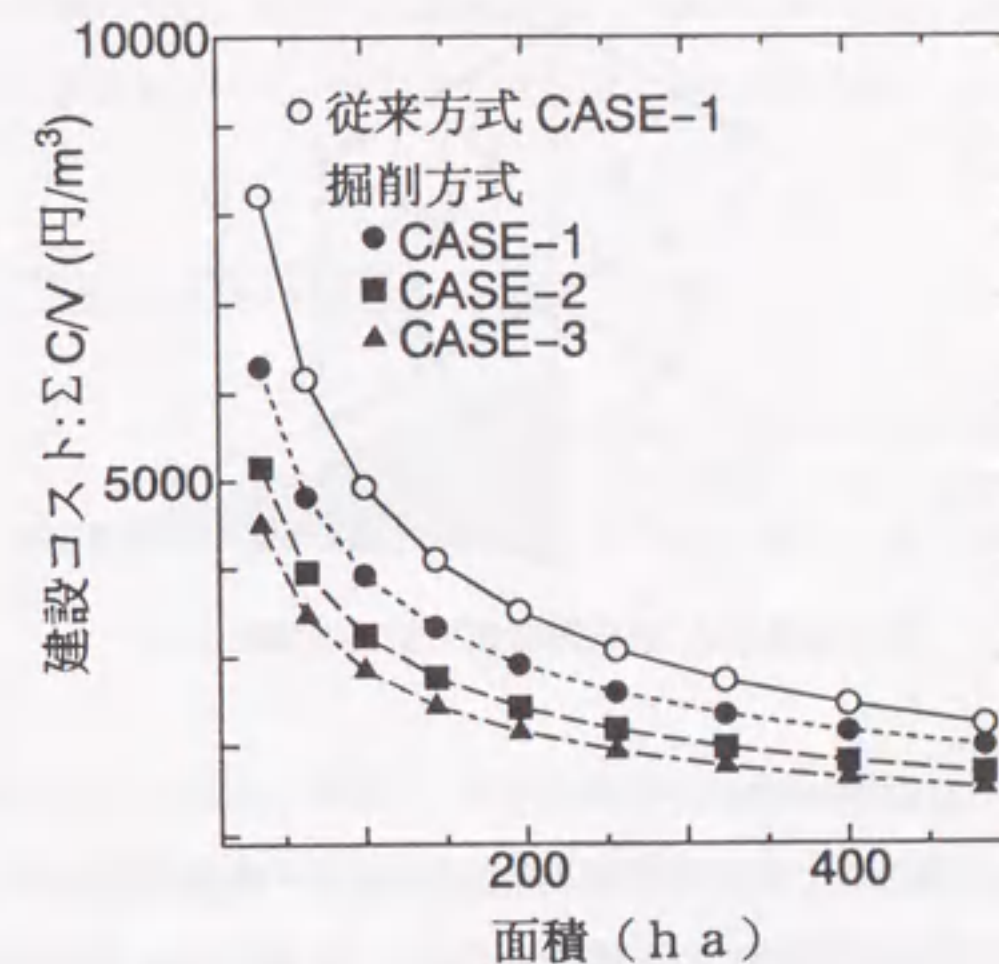


図 6.32 処分場の面積と建設コストの関係

## 2) 処分場の形状

これまでは処分場の形状を正方形として検討していた。ここで同じ面積を確保するのに円形の場合最もその外周の長さが短くなることと, 総建設費に占める外周護岸工事の比率が非常に高いことを思い起すと, 図 6.33 のように矩形でなく例えば円形に近い六角形の処分場が経済的には優位と考えられる。図中矢印が施工順序である。

実際には現場海域における様々な制約条件があるであろうがここでは特にふれずに, 経済性の比較を行ってみる。簡単な計算の結果, 同一面積で護岸長さは 93% に低減でき, 1400m × 1400m の規模の場合, 外周護岸だけで 78.4 億円のコストダウンとなる。細かい検討は行わないが十分検討に値すると思われる。



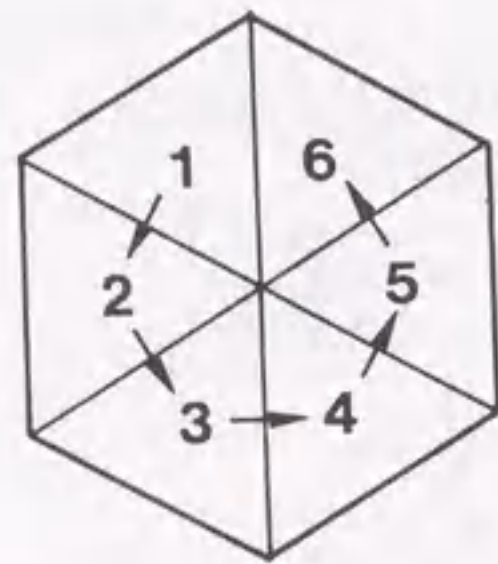


図 6.33 六角形の掘削型処分場

(9) 大規模浚渫・移送・盛立てシステム<sup>41),42)</sup>

この掘削型廃棄物処分場方式では、大深度、高濃度の浚渫・移送が可能かどうかひとつのポイントになる。そこで大深度浚渫の現状を調べてみた。詳細は付録 A6.3 に示す。結論としては、大容量のグラブ浚渫が最も適していると思われる。

(10) 環境への影響

1) 生態系への影響

1992年にブラジルのリオ・デジャネイロで開催された国連「環境と開発」会議(地球サミット)では、「持続的な開発」を基本理念に、開発と環境保全を不可分とする新たな方向付けが打出された。この会議で採択された行動計画「アジェンダ 21」の中には、脆弱な生態系の管理(持続可能な山岳開発)と生物多様性の保全が盛り込まれている。この中では“地中の微生物”のさまざまな働きが重視されており、無分別な自然地山の掘削などに対する警笛が發せられている。

このような流れの中で、この大深度掘削型海面処分場の生態学的な是非を論じてみたい。まず、沖積粘土層の内部に生物がどのくらいいるのかであるが、ここでは伊藤立則による「砂のすきまの生きものたち—間隙生物学入門—」<sup>43)</sup>を参考とする。

東京湾沿岸域では、向岸流によって泥や有機物が運ばれ堆積する(図 6.34)。有機物はバクテリアなどの働きで分解されるが、あまりに有機物が多かったり、底質が細かくて酸素の流通が悪いと、分解に必要な酸素の供給が消費に追い付かなくなる。酸素が足りなくなると代りに硫酸イオン、硝酸イオン、炭酸イオンが使われ、嫌氣的分解が行なわれる。その結果、硫化水素・アンモニア・メタンが形成される。よく潮干狩で 2~30cm 掘ると独特の嫌な臭いのする黒い泥

がでてくるが、これは硫化物を含んでいるからである。硫化水素は普通の生物にとっては非常に有害で酸素呼吸の活動を妨げるものであり、またアンモニアは条件によっては毒性を示す。このように沖積粘土層内部は、基本的に嫌氣的でかつ毒性の強い劣悪な環境であり、耐性のある生息生物は非常に限られていて、またその数も陸上と比べるとはるかに少ないのである。



(軽い河川水は海の表層を沖へ流れ、それにつられて海底には向岸流が発生し細かい粒子が沿岸に堆積する)

図 6.34 河口域での向岸流による泥の堆積

一方、水深 10m 程度の沖積粘土地盤の“海底面上”での生物環境については、東京都環境保全局水質保全部が行った平成 3 年度水生生物調査結果報告書<sup>44)</sup>がある。これによれば、東京湾内の中央防波堤沖合では、平成 3 年 9 月には底性動物の分類群別出現個体数(1m<sup>2</sup>当り)がゼロとなっており、まったく生物がない状況となっている。ちなみに同時期に荒川下流三枚洲の浅瀬では、個体数は 1m<sup>2</sup>当り 4,000~8,000 に達している。このように、水深の深い沖合の沖積粘土地盤上では底性動物の分布が非常に希薄な区域が存在している。

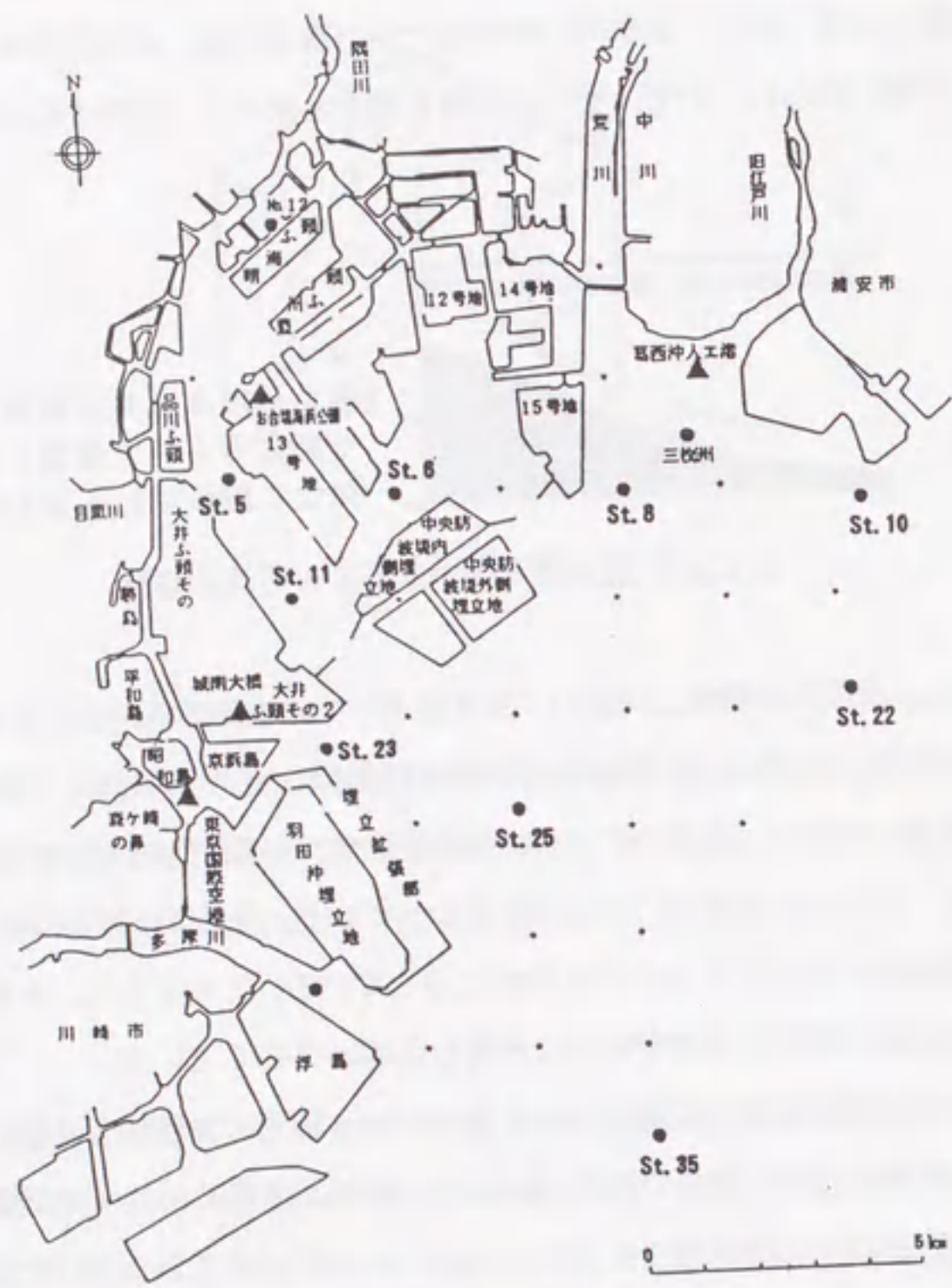
以上より掘削を予定する東京湾奥部の水深 10m~20m 程度の沖積粘土地盤については、その上にも中にも生物数は比較的希薄であり(図 6.35)、掘削が生態系に及ぼす影響は極く小さいものに限られ、処分場は生物環境的にみても十分にフィージブルであるといえる。

2) 浸出水の影響

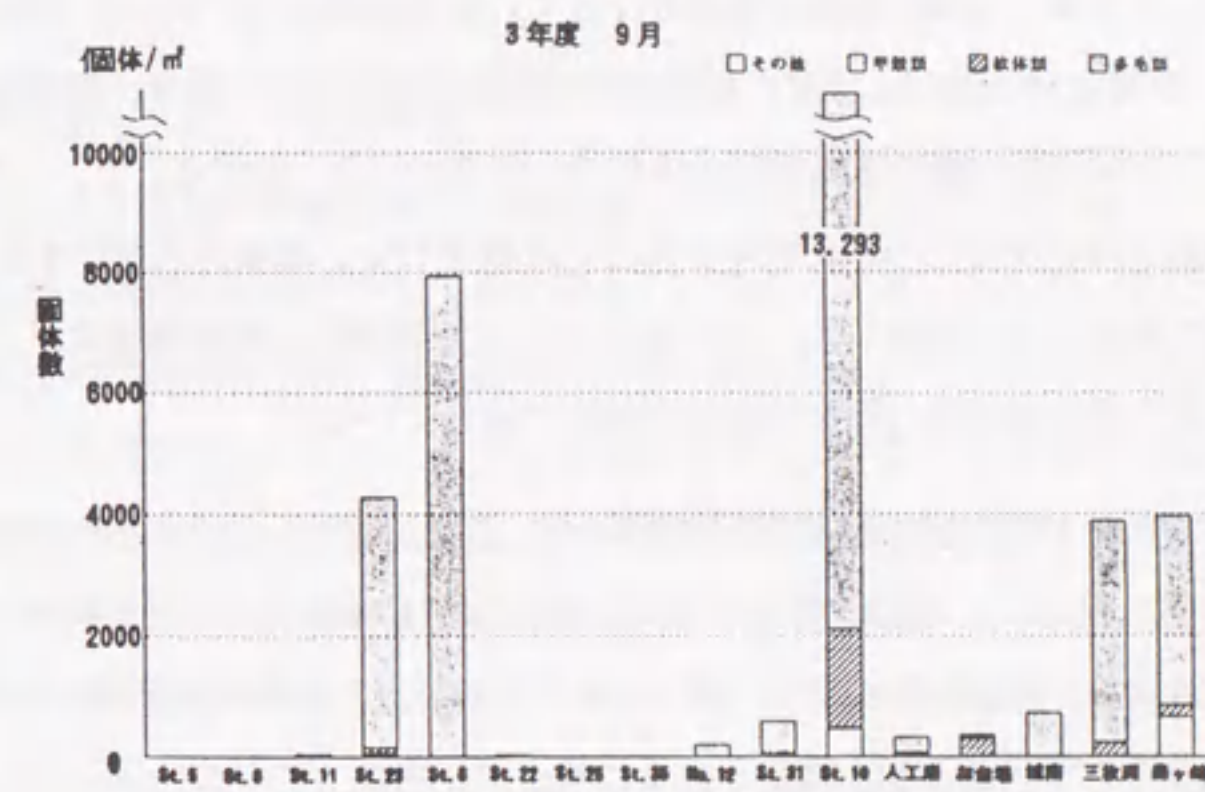
ごみ層下端からの有害ごみ成分の浸出は、海底面のほとんどが粘性土系の難透水性地盤であるため、今までは特に考慮されていない<sup>24)</sup>。



以上より、掘削のソフト・ハード面、環境の観点から、実現可能性は十分にあるといえる。



(a) 調査地点<sup>44)</sup>



(b) 各地点における底性動物の分類群別出現個体数 (1m<sup>2</sup>あたり)

図 6.35 東京湾奥部の底性動物調査結果<sup>44)</sup>

#### 6.4 結論

以下本章で得られた結論を述べる。

- (1) まず廃棄物に関する諸問題の現状を把握するため、現行法における廃棄物の分類、発生量の現状と将来予測、廃棄物処理の現状などについて調査した。
- (2) 増大する廃棄物が引き起こしている様々な“ごみ問題”に対し個別のアプローチを試み、その原因や対策について検討した。また現在法律で定められている内陸部および海面最終処分場について、その現状と問題点を調べた。さらに以上の問題点を受け、逼迫しつつある廃棄物最終処分場に対しては、海面に新たに処分場を設けざるを得ず、しかもその海面処分場は限られた面積の中でできるだけ処理容量の大きなものであることが要求されていることを示した。



(3) そこで、新しく掘削型の廃棄物海面処分方式を提案し、東京湾内に建設する場合を想定して、そのフィージビリティスタディを行った。その中で以下の結果を得た。[1] まず限られた面積の中で最も効率的な処分場構造として、正方形形状とブロック分割数  $n=5$  を得た。また [2] 東京湾に 200ha 程度の規模の掘削型処分場を設けた場合、廃棄物搬入期間とごみ層および沖積粘土層の圧密期間が偶然ではあるがほぼ一致すること、さらに [3] ごみ処分容量および経済性について従来方式との比較を行い、提案方式がいずれも従来方式より優位であることを確認した。[4] それに加えて、経済的な処分場建設が可能となるように、最適な処分場規模の決定方法も具体的に示している。

(4) 大深度掘削に先立って、海底地盤に低置換率 SCP 工法を適用しあらかじめ斜面の安定をはかっておくことにより、斜面勾配を大きくし埋立容量を確保することが可能である。掘削安定解析の結果、地盤改良により、最大 2.6 年分の埋立て容量拡大効果がみられた。

本章後半で検討してきたのは廃棄物問題に対する土質工学的アプローチのひとつの例である。最後に、さらに他のいくつかの土質工学的課題について考察する。

#### 1) 廃棄物の土中への最終処分技術

ごみ処理に関する他分野（化学生物学的処理など）の進展に比べ、ごみの埋立技術そのものは、江戸の昔から海を埋立てるといふ意味ではあまり変わっていない。本章でも述べたように沖積粘土層を掘削し、廃棄物処分容量を拡大する方法は、現在の技術で比較的容易に実行可能である。その他に、海上でサンドコンパクションパイル (SCP) 打設に使用する専用船を用いて、廃棄物を強制的に海底土中へ埋設する処理方法も考えられる。すなわち、鋼製ケーシングを先に沖積粘土層内に打込んでおき、中に廃棄物（焼却灰など）を投入し、その後ケーシングを引抜いて土中にごみのパイルを造成するものである。このとき廃棄物は、海底面まで上げずに、ある程度土被りは残した状態で土中に杭を造る。それによって廃棄物が粘土中に封じ込まれ海中には浸出してこないことが重要である。なお、本論文中 5.2 での検討によれば、土中に残した廃棄物の杭が土圧によって絞られて上へ押し出されないことがすでに示されており、本方法の適用可能性は十分にある。

#### 2) 廃棄物の有効利用

最近のリサイクル技術の進展により、純度の高い再生品が得られるようになってきた。これらの再生品は、土質材料（路盤材、盛土材、ドレーン材など）としてもコスト面で採算があえば十分に使用できると考えられる。一般の地盤に対する焼却灰（石炭灰）のドレーン材としての使用は現在のところ法的に難しいが、廃棄物最終処分場自体の圧密沈下促進工法であれば、ドレーン材として十分使用可能である。（透水係数  $10^{-3} \sim 10^{-4} \text{cm/sec}$  程度）。

#### 3) 廃棄物を発生しない工法の開発

一時期、大深度地下開発計画がはなばなしくとりざたされたが、現在では掘削工事に伴う残土処分問題のため、少し下火になっているように感じられる。またベントナイトなどを使う地中連続壁工法、場所打ち杭工法、泥水シールド工法なども汚泥を発生するため、その処理費がかさみコストアップ要因となっている。そこで処分場不足に悩む都市部においては、残土・汚泥を発生しない工法の開発が深刻な課題として多方面で研究が進められている。いかにリサイクルするかがひとつのポイントであるが、計画段階における工夫もまた重要であろう。例えば、土工工事ではその計画段階において、切り土・盛土量をバランスさせることで残土発生量はかなり低減させることができる。一方、近年の建設廃材の増加については、都市計画そのものにも問題があったという指摘がある<sup>45)</sup>。すなわち、バブル時代にあいついだ無秩序なビルの立替えによる大量の建設廃棄物の発生の問題などをみると、建設廃棄物問題の解決は都市そのものをどう改造するか、ということと密接に関連していることがわかる。植田<sup>45)</sup>は、この問題の根底には廃棄物処理を考慮しない都市計画や都市改造があったことは明白と述べている。このように廃棄物を発生しない工法やシステムの開発には、ソフト・ハード一体となったアプローチが必要である。

#### 4) 汚染水（物質）の移動・拡散・吸着

汚染水（物質）の土中拡散についても最近研究が進められている。粘土鉱物の重金属の吸着性能なども研究が進めば、様々な応用が可能になると思われる。

きたる 21 世紀はエコテクノロジー（現在の効率重視のテクノロジーに代わる環境を重視した技術システム）の時代となるという予測が多くなされている<sup>46)</sup>。土質工学的アプローチによる環境問題への技術的貢献が求められていくことは時代の要請でもあり、今後その機会は益々増えていくものと思われる。



## 第6章参考文献

- 1) 環境庁：環境白書（各論），pp.165-167.,平成5年
- 2) 建設省：平成2年度建設副産物センサス「建設副産物実態調査」，平成4年7月.
- 3) 厚生省：厚生白書，平成4年
- 4) 建設省大臣官房技術調査室監修，建設発生土利用技術マニュアル，財団法人土木研究センター，平成6年7月.
- 5) 環境庁：環境白書（総説），p.63.,平成5年
- 6) 鈴木 繁：圏域レベルでの廃棄物処分体制の確立をめざして，土と基礎，pp.122-124, 1992.3.
- 7) 東京都清掃局：事業概要，p.24.,1993.
- 8) 5)と同じ，p.66.
- 9) ぎょうせい：産業廃棄物処理ハンドブック，p740,1993.
- 10) 7)と同じ，p.128.
- 11) 朝日生命，経済月報，No.264.,1990.
- 12) 生活環境審議会廃棄物処理部会廃棄物減量化・再利用専門委員会：ごみの減量化・再生利用対策の推進について，平成4年5月.
- 13) 7都県市廃棄物問題検討委員会，平成4年度資料
- 14) 入江登志男・園山哲夫：廃棄物等の処理と人工島，土木学会誌別冊「人工島」,pp.22-28,1993.10.
- 15) 綾部宏明：廃棄物問題の現状と土質工学の課題，名古屋大学修士論文，1994.3.
- 16) 石川禎昭：これからの廃棄物処理と地球環境，中央法規,p.35,1992.9.
- 17) 朝日新聞，「景気回復怖い都清掃局」，1994.4.30.
- 18) 朝日新聞，「住民と町職員もみ合う」，1993.6.27.
- 19) 高杉晋吾：産業廃棄物，岩波新書,pp.3-17.,1991.
- 20) 「日本環境白書」UTAN「驚異の科学」シリーズ,No.3,学研
- 21) 朝日新聞，「住民反対の産廃処分場，市公社買い上げで決着」，1994.3.25.
- 22) 黒田正和・亀山勇悦：広域供給一排出サービスにおける利益格差配分について，第4回廃棄物学会研究発表会講演論文集，pp.117-120,1993.
- 23) 在来埋立地分科会報告，廃棄物埋立地盤の跡地利用に関するシンポジウム,pp.11-29, 1991.11.
- 24) (社)全国都市清掃会議：廃棄物最終処分場指針解説，平成元年3月
- 25) 高杉晋吾：産業廃棄物，岩波新書，1991.
- 26) 田尻宗昭編：提言東京湾の保全と再生-4. 東京湾をタンカーの油と爆発からどう守るか，日本評論社，1988.
- 27) 建設省関東地方建設局・日本海難防止協会：「昭和49年度東京湾船舶航行調査報告書」，昭和50年
- 28) 東京都清掃局：'92清掃のあらまし，p.3.,1992.
- 29) 東京都清掃局：中央防波堤埋立処分場パンフレット，1993.
- 30) 三宅達夫・和田真郷：埋立て材料としての焼却灰の力学的特性，廃棄物埋立地盤の跡地利用に関するシンポジウム,pp.101-106,1991.11.
- 31) 岩谷文方・三宅達夫・和田真郷・丸山敦司：尼崎沖フェニックスにおける焼却灰の力学的特性，土と基礎，pp.5-10,1992.6.
- 32) 花嶋正孝・長野修治・中の堂裕文・室田博文・高浜繁盛：廃棄物地盤の調査・試験方法に関する研究-第2報-，第3回廃棄物学会研究発表会講演論文集，pp.379-382.,1992.
- 33) 清水恵助・佐藤良二・嬉野通史：東京港における生ごみ埋立て地盤について，土と基礎，pp.51-60,1975.8.
- 34) 寺師昌明・北詰昌樹：一般廃棄物の圧縮特性について，港湾技研資料，No.552,1986.6
- 35) 建設省関東地方建設局他：東京湾湾央部地質調査報告書，昭和48年3月
- 36) 貝塚爽平編：東京湾の地形・地質と水，築地書館
- 37) 運輸省港湾局：軟泥の高濃度浚渫及び排送工法の評価結果(その2)，作業船，第211号，pp.42-51.,1994.1
- 38) 日本道路公団：設計要領第一集，pp.198-199.
- 39) 高田直俊：一次元圧密問題の数値計算例，土と基礎，pp.35-39, 1980.9.
- 40) 運輸省他：新しい国土の創造一沖合人工島に関する調査報告書，平成元年6月



- 41) 安達逸雄・遠藤聖五郎：最新港湾工事施工技術，山海堂
- 42) 運輸省港湾局監修／社団法人日本作業船協会：平成2年度現有作業船一覧
- 43) 伊藤立則：砂のすきまの生きものたち 一 間隙生物学入門一，海鳴社，1985
- 44) 東京都環境保全局水質保全部：平成3年度水生生物調査結果報告書，平成5年3月
- 45) 植田和弘：廃棄物とリサイクルの経済学，有斐閣，1992.4
- 46) 内藤正明編：環境を守る技術 エコテクノロジーの時代へ，読売科学選書，1991.

## 第7章 結論

軟弱地盤地域に国民の90%に及ぶ人口が集中し，またこの地域に情報・文化・商工業生産の主力拠点が林立する我が国にあっては，軟弱地盤の土質工学が果たしてきた，また今後果たす役割はいくら強調してもし過ぎることはない。この中で，砂杭(サンドコンパクションパイル(以下SD) および(以下SCP)) 工法は依然として軟弱地盤改良の主流のひとつであって，これらの設計・施工指針のたゆまぬ改善と新しい機能の追及は，ひきつづく社会資本整備に向けて軟弱地盤工学に課せられた課題といえる。一方，都市部への人口集中がもたらす様々な問題の中で，環境問題特にごみ処分の問題は，江戸時代から引続いてきた大都市の病根のひとつとなっており，地盤工学が果たす役割に期待も寄せられている。

このような状況の中で，本論文では鉛直砂杭による軟弱地盤改良の工法原理の考察と廃棄物最終処分場建設への応用に関する実用的研究を行ってきた。具体的には以下の3つの課題を設定し検討を重ねた。まず[1] SD，SCPの見方についてそれぞれの工法原理に立返って整理し直し，さらに[2] SCPについて“排土効果”という新しい機能に着目し，事例および解析によってこれを検証する。最後に[3] 現代のごみ問題に対し土質工学的に有効な解決策を探る，という課題である。[1]については第2章，第3章に，[2]については第4章，第5章に，[3]については第6章に述べているがいずれも一定の結論が得られたと考えている。

以下に各章で得られた主要な結論を列記する。

第2章では，SDで改良された軟弱粘性土地盤の変形・支持力特性に関し，従来のBarronの理論を一旦離れて，粘土の本来もつ弾塑性的挙動と地盤を代表する透水係数(マス・パーミアビリティ)を考慮した境界値問題の解析を行うことにより，多くの有用な結論を得た。まず，SDなどで改良された複雑な透水性を有する地盤の沈下～時間関係は，マス・パーミアビリティひとつで表わされた均質地盤の挙動と置き換えて十分に説明できることが，マクロエレメント法による詳細な解析によって実証された。この結果，SD工法は地盤のマス・パーミアビリティを改善する工法であるということが出来る。さらにマス・パーミアビリティと沈下比関係を表す「S字型曲線」を2つの現場事例に適用することにより，以下の結論が得られた。

- (1) 地盤の透水係数が $10^{-7}$ cm/sec かそれ以下のように非常に小さい時は，地盤が破壊するほどの大荷重をかけるのでなければ，SDは効かない。
- (2) 地盤の透水係数が，例えば沖縄のサンゴ礫混じり粘土のように $10^{-5}$ cm/sec 程度と大きい



時に、小さい荷重がかかると残留沈下はいつまでも続く。このときは逆に小荷重だからこそSDが有効になる。

つまりSD工法は、それが有効な地盤もあればそうでない地盤もあり、またそれが有効になる荷重の大きさもあればそうでなくなる荷重の大きさもあるのである。このようにSD工法の真の理解のためには「S字型曲線」がすぐれて効果的であることを示した。

第3章では、浅岡らによる方法に基づいて、SCPを打設した複合地盤に関する各種の支持力問題を解析した結果を紹介し、複合地盤に対する従来とは異なる新しい見方を提示して設計資料に資することを目的とした。まず、2次元平面ひずみ条件の解析によって、載荷基礎の剛性と砂杭の排水条件の組合せが支持力特性に及ぼす影響を調べた結果、以下の結論が得られた。

- (1) 盛土などの底面が柔らかい荷重を載荷する場合、砂杭には応力の集中もあまり起きず、砂杭は非排水条件のとき負圧の発生によって大きな強度を発揮するため、砂杭を含めた地盤全体が非排水条件となる時の方がより高い改良効果が得られる。したがってこの場合、砂杭からの排水がしにくい状態の方がかえって有利となる。
- (2) 一方、ケーソンなどの剛基礎を載荷する場合、砂杭への応力集中が著しいため、拘束圧増大に伴い排水条件の方が砂杭より大きな強度を発揮し、改良効果が大きくなる。そのためこの場合は、砂杭からの排水をできるだけ促進してやることによって、より以上の改良効果が期待できると考えられる。

このように、軟弱地盤をSCPで改良する際には、基礎の種類と砂杭の排水条件の組合せと地盤の支持力との間に密接な関係があり、設計においてもこれを十分把握しておく必要がある。また、舞鶴で行われた低置換率SCPの現地破壊実験の解析の結果、複合地盤の安定・支持力には、従来考えられていたような砂杭の $\phi$ と杭間粘土の $c$ だけではなく、砂杭の排水条件、基礎の剛性、および砂杭の排土効果が複雑に影響していることがわかった。したがって、低置換率SCPの設計の際にはこれらの影響もあわせて十分考慮していく必要がある。

第4章では、前述の“排土効果”すなわち、SCP打設後発生した過剰間隙水圧が消散し圧密することによって杭間粘土が上からの荷重によらずとも原地盤以上に強度増加するという、これまでに考慮されなかったSCPの新しい機能に着目し、実際の事例や数値解析を用いて様々な角度から検討を加えた。本章で得られた主な結論を以下に列挙する。

- (1) SCP打設後の強度上昇のメカニズムとして、「SCP打設に必要な排土、すなわち粘土地盤中での円筒拡張のための力が、杭間粘土地盤の破壊と過剰間隙水圧上昇を引起し、か

つ圧密荷重として長く持続して杭間粘土に作用し、その結果杭間粘土は過剰水圧の消散による圧密に伴い再び蘇り、元の粘土より大きなせん断強度を有する粘土となる。」という仮説をはじめに立てた。過剰間隙水圧上昇とその後の圧密および強度増加は、多くの現場の実測データで確認され、上記仮説を裏付けるものとなった。またそれほど鋭敏でないごく一般の沖積粘土地盤で、砂杭上部からの排水が確保されておれば、SCP打設後十分な期間経過後の強度増加は、確実に起こり得ることを示した。

- (2) 上記仮説をもとに強度増加の定量的算定を行う解析手法を開発し、その詳細を提示した。まず三軸供試体による粘土の破壊後挙動の実験を行い、破壊後の強度増加現象を確認するとともに、その数値解析を行って解析手法の妥当性を示した。さらに土質データや境界条件などが十分にあきらまなくつかの実際の現場事例解析を行い、解析手法の妥当性を検証するとともに、解析領域の大きさなど解析に影響を与えると思われる要因についての検討を行った。

第5章では、まず一般的な軟弱粘土地盤を想定したモデル地盤を計算機の中で作製し、SCP打設の数値シミュレーションを行って、打設後の地盤の特性について考察した。さらにそれらの特性のうち地盤深部の強度増加効果に着目し、これを活用した大規模掘削問題の解析を行った。本章で得られた結論は以下の通りである。

- (1) 砂杭打設後の地盤内では、拡張による載荷荷重が作用するために、水平方向応力が大きくなり鉛直方向を長期的にも上回る結果となった。
- (2) SCP打設後の砂杭径の時間的変化について解析結果をもとに考察し、比較的柔らかい杭材料でも杭径が維持されることを確認した。また、SCP打設とその後の杭間粘土の圧密によって、次工程における上載荷重による沈下量をSCPを打たない場合と比べて低減し得ることを示した。
- (3) 砂杭打設による強度増加効果が地盤深部で大きいことに着目し、適用し得る設計の問題について検討した。
- (4) 砂杭打設による強度増加効果が特に地盤の深いところで著しいことから、地盤の掘削問題に適用できると考え、掘削地盤の短期・長期安定解析を行い、以下の結果を得た。

- 1) SCP打設による強度増加効果は特に地盤の深部で顕著であることから、SCPは地盤の大深度掘削問題に有利に適用できる。改良率10%程度の低置換率SCPの打設



による杭間粘土の強度上昇によって掘削時の安全率が大幅に増加した。

- 2) 従来の慣用円弧すべり計算による設計や弾塑性変形解析などでは不可能であった、掘削後の長期破壊安全率の時間変化を容易に計算する方法を開発した。
- 3) 水中掘削工事では負圧の発生は小さく、SCP を打設して地盤の透水性が上がった地盤でも長期的な安全率の低下は問題となるほどではない。

第6章では、第4章、第5章で述べたSCPの地盤深部改良効果を利用した大規模掘削の実際問題への応用を考えた。すなわち、ごみ最終処分場が逼迫している最近の社会情勢下で、最終処分場の容量拡大問題を解決する方法へのひとつのアプローチとして大深度掘削型の海面最終処分場を提案するものである。以下本章で得られた主な結論を述べる。

- (1) まず廃棄物に関する諸問題の現状を把握するため、現行法における廃棄物の分類、発生量の現状と将来予測、廃棄物処理の現状などについて調査し、次いで増大する廃棄物が引き起こしている様々な“ごみ問題”に対し個別のアプローチを試み、その原因や対策について検討した。また現在法律で定められている内陸部および海面最終処分場について、その現状と問題点を調べた。以上より、逼迫しつつある廃棄物最終処分場問題に対しては、海面上に新たに処分場を設けざるをえず、その処分場は可能な限り処理容量の大きなもので、しかも環境上の十分な配慮がなされているものでなければならない。
- (2) 以上を受けて、新しく掘削型の廃棄物海面処分方式を提案し、東京湾内に建設するものとして、そのフィージビリティスタディを行った。その中では、ごみ処分容量および経済性について従来方式との比較を行い提案方式の優位を確認し、さらに最適な処分場の形状や分割ブロック数  $n$  についてもそれぞれ正方形、 $n=5$  を得た。また 200ha 程度の規模の掘削型処分場を設けた場合、廃棄物搬入期間とごみ層および沖積粘土層の圧密期間がほぼ合致することがわかった。
- (3) また大深度掘削に先立って、海底地盤に SCP 工法を適用しあらかじめ斜面部分の粘土地盤の強度を上げておくことにより、斜面勾配を 1:1 程度に大きくとれ、埋立容量の確保に寄与しうることが解析によってあきらかとなった。

第6章で取組んだ最終処分場問題はすぐれて現代的な問題であり、今後 21 世紀にかけて、このような土質工学的アプローチによる環境問題への対応も益々求められていくと思われる。今

回のフィージビリティスタディでは十分な結論が得られたかは定かではないが、今後継続して研究を一層進めたいと考えている。

以上をもって本論文の結論とする。



## 謝辞

本論文は、名古屋大学大学院工学研究科地圏環境工学専攻に入学してからの3年間の研究成果をまとめたものです。研究を進めるにあたり、懇切な御指導、御鞭撻を賜りました名古屋大学松尾稔教授、浅岡顕教授、林良嗣教授、ならびに大塚悟助教授に深く感謝の意を表します。

名古屋大学松尾稔教授には、本論文をまとめるにあたり終始貴重な御意見と御鞭撻を賜りました。先生の工学という学問に対する情熱を一層肌で感じ、身の引締まる日々でありました。また実測に裏打ちされた工学技術の重要性や緻密な思考の大切さについても御教示頂き、今後一技術者として働く上で大変に有益な御指導を賜りました。同大学浅岡顕教授には、前期課程在学中から懇切な御指導を賜わり、本研究も全過程を通じて終始暖かい御指導とまた折にふれ激励を頂きました。軟弱地盤改良は、工法原理の土質力学に基づく深い理解が重要であることを様々な角度から丁寧に御教示頂きました。また環境問題についての大変興味深いテーマを与えて下さいました。先生の真摯な姿勢と絶えざる情熱は、著者の生涯学ぶところであります。また同大学林良嗣教授には、本論文をまとめる上での大変に貴重な御意見と御指導を賜りました。同大学大塚悟助教授には、研究を進める上での多くの御助言と激励を頂きました。諸先生方には心より厚く御礼申し上げます。

また研究室のスタッフ及び学生の方々には、本研究を進めるにあたり、本当にお世話になりました。工学博士小高猛司助手には、最初から最後まで長期間、かつ研究以外にも多岐にわたり御援助いただきました。また第3章以降のSCPの解析では、豊富な知識に基づいた的確な御助言を授かりました。本論文は、小高助手の強力なバックアップに支えられてできあがったものであります。工学博士中野正樹助手には、特に第2章のサンドドレーンの解析にあたり、多くの貴重なディスカッションと御支援をいただきました。工学博士野田利弘助手には、特に掘削問題についての貴重な御助言をはじめとして多くの有益なディスカッションを頂きました。また、村上幸治氏（現不動建設株式会社）、綾部宏明氏（現岐阜市役所）、小島英郷氏（現清水建設株式会社）、馬場慎太郎氏（現M2）、留学生のG.S.K. FERNANDO氏（現D2）には、共同研究を通じて大変お世話になりました。G. POKHAREL氏（現D3）をはじめとする学生、研究生の方々には、大学での研究生生活を通じてお世話になりました。有難うございました。

また、大学での研究と会社勤務との両立には多くの方々の御理解と御協力を得ました。不動建設株式会社村健社長には、有職者博士課程への入学と本論文を作成する機会を与えて頂きました。常務取締役技術開発本部本部長一本英三郎博士には、以前より地盤改良問題について

の貴重な御教示とアドバイスを頂いております。常務取締役ジオ・エンジニアリング事業本部友沢宏本部長、ならびに同事業本部技術統轄部安藤裕部長には、会社勤務との両立にあたり多くの御配慮を頂きました。また取締役同事業本部庄野博文副本部長、立田芳彦副本部長、ならびに同事業本部名古屋事業所竹原有二所長には、多大なる激励を頂くとともに、種々の御配慮を賜りました。技術統轄部坪井英夫室長をはじめとする技術統轄部の方々には、熱意あふれる議論を通して多くのことを教えて頂きました。ここに記して深く感謝の意を表します。

最後に両親ならびに終始心の支えとなってくれた妻と子供達に感謝します。



## 付録 A2.1 剛塑性有限要素法による水-土骨格連成極限つり合い解析

### A2.1.1 概 説

本論文では、支持力問題に対し有効応力を考慮して解く新しい方法を駆使することによって、各種の問題を解いている。ここではその新しい手法として、浅岡<sup>1)</sup>によって提案された剛塑性有限要素法による水-土骨格連成極限つり合い解析の詳細について示す。

土質材料はひずみが微小な間は弾性体として扱うことができるが、ある限度を越えると弾塑性体として扱わなければならない。弾塑性体の応答はその状態に至るまでにその物体が経験した変形・応力の履歴によってそれぞれ異なったものになる。そのため弾塑性体の応答を数学的に記述するには、ある瞬間での応力とひずみの変化速度の関係すなわち速度型の構成式を用いてこれを積分する方法がとられる。しかし、この方法では破壊まで正確に追えるプログラムはまだ少ない<sup>2)</sup>のが現状である。(浅岡・野田)

しかし、議論を剛・完全塑性材料に限ると、解析法はかなり簡素化することができるため、いわゆる、すべり線法や極限つりあい法など、古くから実用的に用いられているものがある。これらはあらかじめ剛体ブロックの形と位置を決めて、力のつりあいなどから解を求めるもので、一様な飽和粘土の急速載荷時の安定問題以外は、数値計算の組織化<sup>1)</sup>(誰がやっても主観が入らず同じ結果を得るという意味)の面で、マイナスな点が多い。これに対し、剛塑性有限要素法は、そのような速度不連続線を見出す必要はなく、塑性つりあいの不静定問題(問題を解くのにその物体の構成式が必要なもの)を解く常套手段として、金属加工の分野で長年にわたり実際に使われてきている。

この剛塑性有限要素法は、土質力学の分野には田村ら<sup>3)</sup>によってはじめて導入された(Tamura, Kobayashi and Sumi, 1984)。田村らは有限要素離散化と線形代数の定理の活用によって、剛塑性有限要素法を明快に定式化し、安定解析法として種々の土構造物の安定問題にそれを適用し多大な成果を収めた。

一方浅岡らは、解析対象に飽和粘土を想定し、この剛塑性有限要素法に土の限界状態モデル<sup>4)</sup>(Schofield and wroth, 1968)に基づく構成式を導入した“水-土骨格連成極限つり合い解析”を提案した<sup>5),6),7)</sup>(Asaoka and Ohtsuka, 1986; Asaoka and Ohtsuka, 1987; Asaoka, Ohtsuka and Matsuo, 1990; etc.)。この水-土骨格連成極限つり合い解析においては、土は、限界状態では常に非圧縮で、土の各部の間隙比(すなわち、破壊時平均有効応力)に応じてミーゼス定数の大



大きさが異なるような不均質ミーゼス材料として解釈できるとしている。また、全応力で記述される極限つり合い式に対し、限界状態での構成式の記述には有効応力を用いるという問題に対しては、圧密問題がダルシー則によってこの問題を切り抜けたのと同様に、“水-土骨格連成式”を用いることによって明快に解決している。水-土骨格連成極限つり合い解析は、安定解析の分野において本格的な有効応力解析をはじめて可能にしたと言える。

ここでは、A2.1.2で上界定理から全応力に関する極限つり合い式を誘導する過程を示す。次のA2.1.3では限界状態モデルに基づく破壊時の構成式を導き、この逆関係式を先の極限つり合い式に代入する過程を示す。土の構成式としては、簡単のためカムクレイモデルのみを扱っている。最後にA2.1.4では全応力表示の極限つり合い式と有効応力表示の限界状態における構成式との間でひとつ増やしてしまう場の変数(すなわち間隙水圧)を補う水-土骨格連成式を導く。

## A2.1.2 上界定理による極限つり合い式の誘導

### A2.1.2.1 上界定理

#### (1) 最大塑性仕事の原理

$$(\sigma_{ij} - \sigma_{ij}^A) \dot{\epsilon}_{ij}^P \geq 0 \quad (\text{A2.1.1})$$

ここに $\sigma_{ij}$ は降伏曲面上の応力で、 $\dot{\epsilon}_{ij}^P$ はそのときの塑性ひずみ速度、 $\sigma_{ij}^A$ は降伏曲面上かその内部にある応力である。この式から a) 降伏曲面の凸性、b) 法線則(関連流れ則)が従う。

#### (2) 内部消散率

$$D(\dot{\epsilon}_{ij}^P) = \sigma_{ij} \cdot \dot{\epsilon}_{ij}^P \quad (\text{A2.1.2})$$

で単位体積あたりの内部消散率を定義すると、この量について式(A2.1.1)から以下の4点が従う。

- a) 式(A2.1.2)の計算の対象となるひずみ速度 $\dot{\epsilon}_{ij}^P$ は用いる降伏関数に応じてある種の制約条件を受けることになる。例えば、ミーゼス降伏関数

$$f = \frac{1}{2}(s_{ij} \cdot s_{ij} - \sigma_0^2) \quad (\text{A2.1.3})$$

ここに、 $s_{ij}$ :偏差応力、 $\sigma_0$ :ミーゼス定数、であれば、法線則から

$$\dot{\epsilon}_{ij}^P = \lambda \frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} = \lambda s_{ij} \quad (\text{A2.1.4})$$

ここに、 $\lambda = \frac{\dot{\epsilon}}{\sigma_0}$ 、 $\dot{\epsilon} = \sqrt{\dot{\epsilon}_{ij}^P \cdot \dot{\epsilon}_{ij}^P}$ :大きさは不定、を得るが、式(A2.1.4)から

$$\dot{\epsilon}_v^P = \dot{\epsilon}_{ii}^P = 0 \quad (\text{A2.1.5})$$

が従う。すなわちミーゼス降伏関数を用いるときには、内部消散率 $D$ の計算は非圧縮条件式(A2.1.5)の制約の下でなされる必要がある。

- b)  $D(\dot{\epsilon}_{ij}^P)$ は、 $\dot{\epsilon}_{ij}^P$ 、 $i, j = 1, 2, 3$ の一次の斉次関数である。すなわちすべての $\dot{\epsilon}_{ij}^P$ が一斉に $k$ 倍になると $D$ の値も $k$ 倍になる。これは $\sigma_{ij}$ が $\dot{\epsilon}_{ij}^P$ の方向だけを指定し(法線則)大きさを決めないことによる。

- c)  $D(\dot{\epsilon}_{ij}^P)$ の変分 $\delta D$ は、やはり法線則( $\delta \sigma_{ij} \cdot \dot{\epsilon}_{ij}^P = 0$ )により次式で求められる。

$$\delta D = \sigma_{ij} \cdot \delta \dot{\epsilon}_{ij}^P \quad (\text{A2.1.6})$$

- d)  $D(\dot{\epsilon}_{ij}^P)$ が $\dot{\epsilon}_{ij}^P$ の連続関数のとき $\dot{\epsilon}_{ij}^P$ の凸関数である。これは式(A2.1.1)から直ちに次式を得ることより明らかである。

$$D(\dot{\epsilon}_{ij}^{P(2)}) - D(\dot{\epsilon}_{ij}^{P(1)}) \geq \sigma_{ij}^{(1)} (\dot{\epsilon}_{ij}^{P(2)} - \dot{\epsilon}_{ij}^{P(1)}) \quad (\text{A2.1.7})$$

#### (3) ひずみ速度の適合条件

変位速度場 $\dot{u}_i$ 、 $i = 1, 2, 3$ に対し、適合条件は

$$\dot{\epsilon}_{ij}^P = \frac{1}{2} (\dot{u}_{i,j} + \dot{u}_{j,i}) \quad \text{in } V \quad (\text{A2.1.8})$$

$$\dot{u}_i = \dot{u}_{i0} \quad \text{on } S_u \quad (\text{A2.1.9})$$

で与えられる。ここに $S_u$ は考えている領域 $V$ の境界 $\partial V$ のうち変位速度を指定する境界である。式(A2.1.8)、(A2.1.9)が満たされるとき、運動学的に可容な速度場(同じくひずみ速度場)と呼び、その集合を $K$ と書く。

#### (4) 荷重係数(load factor)

$X_i$ 、 $T_i$ をそれぞれ $V$ 内の物体力および $\partial V$ 内の荷重境界 $S_\sigma$ 上での表面力の分布の型を表すとする。大きさはこの型の適宜与えられた大きさを単位にして考える。そして外力は $X_i$ 、 $T_i$ の



$\rho$ (スカラー) 倍で与える。この  $\rho(>0)$  を荷重係数と呼ぶ。

(5) 極限つり合い

$V$ 全体がある荷重  $\rho^*(X_i, T_i)$  で極限状態に達しているとするが、ここで極限状態を次の2通りに定義する。

- a)  $\rho = \rho^*$  で外荷重一定のとき  $\dot{\epsilon}_{ij}^{P*}$  は  $V$  で恒等的にゼロではない (荷重一定のため  $\dot{\epsilon}_{ij}^e = 0$ )。
- b)  $\dot{\epsilon}_{ij}^{P*}$  と関連流れ則を通じて対応する応力場  $\sigma_{ij}^*$  は外力系  $\rho^*(X_i, T_i)$  とつり合う。

(6) 上界定理

簡単のため外力仕事は正としておく。このような制約を満たす可容速度場の集合を  $K_0$  と書くと、その任意元としての任意可容速度場に対し、外力仕事を内部消散率に等値させる荷重係数  $\bar{\rho}$  は、真の崩壊荷重を与える荷重係数  $\rho^*$  を下回ることはない。式示すと、

$$K_0 = \{(\dot{u}_i, \dot{\epsilon}_{ij}^P) \in K \mid \int_V X_i \dot{u}_i dV + \int_{S_o} T_i \dot{u}_i dS > 0\}$$

の任意元について、 $\bar{\rho}$  を

$$\bar{\rho} \left\{ \int_V X_i \dot{u}_i dV + \int_{S_o} T_i \dot{u}_i dS \right\} = \int_V D(\dot{\epsilon}_{ij}^P) dV \quad (A2.1.10)$$

で決めると、

$$\bar{\rho} \geq \rho^* \quad (A2.1.11)$$

式(A2.1.11)は、つり合い系  $(\rho^*, \sigma_{ij}^*)$  の弱形式を式(A2.1.10)と比べて最大塑性仕事の原理を考慮すれば簡単に証明される。

この上界定理により、問題は  $\bar{\rho}$  を最小にする元  $\dot{u}_i$  を  $K_0$  の中で探索することになるが、式(A2.1.10)の左辺の  $\{ \}$  も右辺も、ともに  $\dot{u}_i(\dot{\epsilon}_{ij}^P)$  に関し一次であることに注意する。すなわち、 $\dot{u}_i$  をスカラー倍しても式(A2.1.10)は成り立つため、 $\bar{\rho}$  を最小にする  $\dot{u}_i^*$  を探しても、解(速度場)はそのスカラー倍だけ無数通りある。そのため問題は次のように書くのが適切である。

(問題 A)  $\int_V D(\dot{\epsilon}_{ij}^P) dV$  を、 $\dot{u}_i, \dot{\epsilon}_{ij}^P \in K_p$  に関して最小化せよ。ここに、

$$K_p = \{(\dot{\epsilon}_{ij}^P, \dot{u}_i) \in K \mid \int_{S_o} T_i \dot{u}_i dS + \int_V X_i \dot{u}_i dV = 1, \dot{\epsilon}_{kk}^P = 0\}$$

$K_p$ に課した最初の制約条件は変位速度の大きさを仮に決めておく条件であり、ふたつめの非圧縮条件は、ミーゼス降伏関数を用いることを前提に入れてある。

A2.1.2.2 有限要素離散化と極限つり合いの式

以下次の有限要素離散化した記号を用いて議論を進める。

- $\dot{\epsilon}$  : 各要素での塑性ひずみ速度ベクトル
- $\sigma$  : 各要素での応力ベクトル
- $s$  : 各要素での偏差応力ベクトル
- $\dot{u}_e$  : 各要素での変位速度ベクトル
- $\dot{u}$  : 全体節点変位速度ベクトル
- $F$  : 表面力  $T_i$ , 物体力  $X_i$  の全体節点力ベクトル
- $B$  : ひずみ速度 ~ 節点変位速度マトリックス,  $\dot{\epsilon} = B\dot{u}_e$
- $L$  : 体積ひずみ速度 ~ 全体節点変位速度マトリックス,  $\dot{v} = L\dot{u}$

これらを用いれば、問題 A は次のように書き換えられる。

(問題 A')  $\int_V D(\dot{\epsilon}) dV$  を、 $F^T \dot{u} = 1, L\dot{u} = 0$  なる制約条件のもとで  $\dot{u}(\dot{u}_e)$  に関し最小化せよ。

この最小化は  $D$  の凸性から  $\int_V D(\dot{\epsilon}_{ij}^P) dV$  の変分をゼロとおいて達成されることはすでに述べた。今問題の制約条件を満たすふたつの速度  $\dot{u}, \dot{u} + \delta\dot{u}$  を考えると、 $F^T \delta\dot{u} = 0, L\delta\dot{u} = 0$  が導かれるが、この  $L\delta\dot{u} = 0$  という条件から  $\sigma$  の等方成分は  $\delta\dot{u}$  に対して仕事をしないことが分かる。それで先の変分は

$$\delta \int_V D(\dot{u}_e) dV = \int_V \sigma^T \delta \dot{\epsilon} dV = \left( \int_V \sigma^T B dV \right) \delta \dot{u} = \left( \int_V s^T B dV \right) \delta \dot{u}$$

で計算されるがこれをゼロと置いて問題 A' は次のように書き換えられる。

(問題 B)  $F^T \dot{u} = 1, L\dot{u} = 0$  を満たし、かつ  $F^T \delta\dot{u} = 0, L\delta\dot{u} = 0$  なる任意の  $\delta\dot{u}$  に対し、 $\left( \int_V s^T B dV \right) \delta\dot{u} = 0$  になるような  $\dot{u}$  を求めよ。

この一見複雑な問題は、連立一次方程式についての次の基礎的な定理を考察すると、たちどころに解決する。

(定理) 連立一次方程式  $Ax = b$  は  $A^T y = 0$  を満たす任意の  $y$  について  $b^T y = 0$  のときにだけ少なくともひとつ解を持つ。

(証明) 連立方程式  $Ax = b$  が成り立つということは  $A$  をつくる縦ベクトル  $a_1, a_2, \dots, a_n$  の1次結合で  $b$  が表せるということだから、 $b$  は  $a_1, \dots, a_n$  の張る部分空間の元である。と



ころが  $A^T \mathbf{y} = \mathbf{0}$ , すなわち  $\mathbf{y}$  は  $\mathbf{a}_1$  から  $\mathbf{a}_n$  のことごとくに直交するというのだから  $\mathbf{y}$  は  $\mathbf{b}$  と直交しなければならない。(証明終わり)

この定理を問題 B にあてはめる。すなわち  $A$  を  $L^T$  と考え、 $\mathbf{x}$  を  $\lambda$ 、 $\mathbf{b}$  を  $-\int_V B^T s dV + \mu \mathbf{F}$  と見ることにより、次の等価な問題 C に書き換えられる。

(問題 C) 次の  $\dot{\mathbf{u}}$ 、 $\lambda$ 、 $\mu$  (スカラー) に関する連立方程式を解け。

$$\int_V B^T s dv + L^T \lambda = \mu \mathbf{F} \quad (\text{A2.1.12})$$

$$L \dot{\mathbf{u}} = \mathbf{0} \quad (\text{A2.1.13})$$

$$\mathbf{F}^T \dot{\mathbf{u}} = 1 \quad (\text{A2.1.14})$$

式 (A2.1.12) は力のつり合い式である。すなわち  $\lambda$  は各要素での平均応力  $\sigma_m$  を成分にするベクトル、 $\mu \mathbf{F}$  はこの極限つり合いを満たす外力、すなわち

$$\mu = \rho^* \quad (\text{A2.1.15})$$

であることが理解される。運動学的に可容な速度場をいろいろ動かして  $\int_V D dV$  を最小化するのだが、その可容速度場と関連流れ則で対応する応力は、この最小化が達成された時点でやつり合い式を満し、正解となる。極限状態に対するふたつめの定義はこのことを意味している。この問題 B から問題 C への変換の仕方は先にも述べたように田村 (1984) の独創である<sup>3)</sup>。

もちろん問題 C は、汎関数

$$\Phi(\dot{\mathbf{u}}, \lambda, \mu) = \int_V D(\dot{\mathbf{u}}_e) dV + \lambda^T L \dot{\mathbf{u}} - \mu (\mathbf{F}^T \dot{\mathbf{u}} - 1) \quad (\text{A2.1.16})$$

ここに、 $\lambda$  と  $\mu$  はラグランジュ乗数、の停留値  $(\dot{\mathbf{u}}, \lambda, \mu)$  を見つける問題として定式化しても得ることができるが、いずれにせよ空間の有限要素離散化を施すことによって、問題が分かりやすくなっていることに注意しなければならない。

さて、不静定な力のつり合い式を解くのが、構成式が必要である。それはすでに式 (A2.1.4) で与えている。すなわち

$$s_{ij} = \frac{\sigma_0}{\epsilon} \dot{\epsilon}_{ij}^p$$

このように非線形 (上式右辺分母にひずみ速度成分がある) だが、問題は  $\dot{\mathbf{u}}$ 、 $\lambda$ 、 $\mu$  (または  $\rho^*$ ) の連立方程式に帰着し、ニュートン法などの逐次線形化手法によって、普通の弾性体の問題を解くように、誰でも同じ答えを得る。

#### A2.1.2.3 掘削時の斜面安定問題と剛な基礎の支持力問題

以上の定式化では外力  $\mathbf{F}$  の中に物体力  $X_i$  も表面力  $T_i$  も込みに入れていたが、問題に応じてそのどちらかを、荷重係数のかけ算 (式 (A2.1.10)) から除外してもそれは全く構わない。  $X_i$  のみを  $\bar{\rho}$  のかけ算の対象とすれば、掘削時の安定のような自重で壊れる問題となり、逆に  $T_i$  のみであれば表面力によって壊される問題になる。

また、変位速度を仮に決めておく条件 (式 (A2.1.14)) も問題ごとにもっと自由に別の形式を持たせることも可能である。その一例として次節で剛な基礎を押し込んで、破壊時の基礎の接地圧分布を求める問題を考える。この場合、 $\int_V D dV$  を最小にするときの制約条件として、式 (A2.1.13) のほかに、

$$C \dot{\mathbf{u}} = \dot{\mathbf{u}}_0 \quad \text{on } S_u \quad (\text{A2.1.17})$$

のような式 (A2.1.14) と同種の線形制約を持ち込む。ここに  $\dot{\mathbf{u}}_0$  は  $S_u$  上で与えられた変位速度境界条件  $\dot{\mathbf{u}}_{i0}$  から決まる節点変位速度ベクトル。このときは、この制約条件にラグランジュ乗数 (ベクトル)  $\mu$  をかけてそれを汎関数に入れるため、式 (A2.1.16) の汎関数  $\Phi$  は次の汎関数  $\Psi$  に置き換えられる。

$$\Psi(\dot{\mathbf{u}}, \lambda, \mu) = \int_V D(\dot{\mathbf{u}}) dV + \lambda^T L \dot{\mathbf{u}} - \mu^T (C \dot{\mathbf{u}} - \dot{\mathbf{u}}_0) \quad (\text{A2.1.18})$$

この汎関数の変分をゼロと置くことによって、最終的にこの問題は次のように表される。

(問題 D) 次の  $\dot{\mathbf{u}}$ 、 $\lambda$ 、 $\mu$  に関する連立方程式を解け。

$$\int_V B^T s dv + L^T \lambda = C^T \mu \quad (\text{A2.1.19})$$

$$L \dot{\mathbf{u}} = \mathbf{0} \quad (\text{A2.1.20})$$

$$C \dot{\mathbf{u}} = \dot{\mathbf{u}}_0 \quad (\text{A2.1.21})$$

式 (A2.1.19) のつり合い式の右辺は外力に相当するのだが、行列  $C$  の要素に必要な場所で 1 を入れておくと、 $\mu$  が求めるべき接地圧分布を表す節点力ベクトルを表すことになる。極限荷重 (支持力) はこの接地圧を基礎底面で積分し、その平均値として求めることができる。また、制



約条件 (A2.1.17) の与え方により、問題は基礎底面が滑らかな場合や粗い場合などを考えることができる。すなわち、基礎底面における節点の変位速度の鉛直方向の大きさのみを制約する場合は滑らかな場合に対応し、鉛直、水平方向の大きさをともに制約する場合は粗い場合に相当する。具体的に書き下せば

・基礎底面が滑らかな場合 (基礎と地盤の摩擦 0)

$$\dot{u}_{v0} = \dot{u}_0$$

・基礎底面が粗い場合 (基礎と地盤の摩擦無限大)

$$\begin{cases} \dot{u}_{v0} = \dot{u}_0 \\ \dot{u}_{h0} = 0 \end{cases}$$

となる。これらの  $\dot{u}$  は基礎底面のみでの速度を表しており、添字  $v, h$  はその速度が基礎に対してそれぞれ鉛直および水平方向の成分であることを示している。

### A2.1.3 土の限界状態における構成式

#### A2.1.3.1 土の降伏関数と限界状態

以下の議論では Terzaghi(1943) の有効応力の原理に基づき、a) 土の間隙は水で完全に飽和している、b) 間隙水および土骨格は非圧縮性である、と仮定し、土が理想的な 2 相混合体であるとする。飽和した土の中に理想的なマンメーターを挿入して測定される水圧を間隙水圧と呼び、記号  $u$  で表す。この水圧のうち静水圧ないし定常浸透時の水圧を差し引いた量は過剰間隙水圧と呼ばれる。外力とつり合い状態にある内力としての応力 (全応力) から間隙水圧を差し引いたものは有効応力と呼ばれる。すなわち、

$$\sigma_{ij} = \sigma_{ij}' + u \cdot \delta_{ij} \quad (\text{A2.1.22})$$

ここに、 $\sigma_{ij}$  および  $\sigma_{ij}'$  はそれぞれ全応力、有効応力の成分を表し、 $\delta_{ij}$  はクロネッカーのデルタである。有効応力は土の変形を直接支配するものと考えられているが、本論文では Henkel(1960) の実験等によって見出された以下の事実が特に重要となる。すなわち「正規圧密粘土を負荷する場合 (これらの言葉の定義はすぐ後に行う) に生じる体積変化 (圧縮) は初めの有効応力状態 ( $\sigma_{ij0}'$ ) と終わりの応力状態 ( $\sigma_{ij}'$ ) のみで決まり、全応力・有効応力とを問わず途中の応力径路には依存しない。これを式示すと、 $\varepsilon_v$  ははじめの状態 ( $\sigma_{ij0}'$ ) から測った体積ひずみ (圧縮を正) として次のようになる。

$$\varepsilon_v = \varepsilon_v(\sigma_{ij}', \sigma_{ij0}') \quad (\text{A2.1.23})$$

弾塑性モデルでは  $\varepsilon_v$  を弾性成分  $\varepsilon_v^e$  と塑性成分  $\varepsilon_v^p$  との和で表すが、 $\varepsilon_v^e$  は  $\sigma_{ij}'$  (と  $\sigma_{ij0}'$ ) だけで決まるので、 $\varepsilon_v^e = \varepsilon_v^e(\sigma_{ij}', \sigma_{ij0}')$  の関係が成り立ち、式 (A2.1.23) からこの関係を差し引けば

$$\varepsilon_v^p = f(\sigma_{ij}', \sigma_{ij0}') \quad (\text{A2.1.24})$$

を得る。この式を塑性論に基づいて降伏関数および硬化則であると考え、塑性ひずみ速度  $\dot{\varepsilon}_{ij}^p$  の方向を決定するために、降伏関数  $f$  に法線則を適用する。すなわち

$$d\varepsilon_{ij}^p = \lambda \frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}'} \quad (\text{A2.1.25})$$

このときの定数  $\lambda$  は「硬化パラメータ」 $\varepsilon_v^p$  を利用してその大きさを定めることができる。すなわち式 (A2.1.25) から

$$d\varepsilon_v^p = d\varepsilon_{kl}^p \delta_{kl} = \lambda \frac{\partial f}{\partial \sigma_{kl}'} \delta_{kl} \quad (\text{A2.1.26})$$

となり、これを式 (A2.1.24) の全微分

$$d\varepsilon_v^p = \frac{\partial f}{\partial \sigma_{mn}'} d\sigma_{mn}' \quad (\text{A2.1.27})$$

と等置して未知乗数  $\lambda$  の大きさを応力増分  $d\sigma_{mn}'$  で表す。こうして得た乗数  $\lambda$  を式 (A2.1.25) に戻すと、結局次式を得る。

$$d\varepsilon_{ij}^p = \frac{\frac{\partial f}{\partial \sigma_{mn}'} d\sigma_{mn}'}{\frac{\partial f}{\partial \sigma_{kl}'} \delta_{kl}} \cdot \frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}'} \quad (\text{A2.1.28})$$

式 (A2.1.27) を参照して、 $d\varepsilon_v^p = 0$  のような荷重  $d\sigma_{mn}'$  を中立荷重、 $d\varepsilon_v^p > 0$  のような荷重  $d\sigma_{mn}'$  を単に荷重と呼ぶ。 $d\varepsilon_v^p < 0$  になるような荷重では、 $\varepsilon_v^p$  が減じたりせず単に弾性成分  $\varepsilon_v^e$  だけが変化する場合 (除荷) と、実際に  $\varepsilon_v^p$  が減じる場合 (軟化) とがあると考えられる。前者のようなどときには、除荷に入る前の降伏曲面の内部に応力があると言い、もはや式 (A2.1.24)、(A2.1.28) は適用しない。このような土は弾性状態 (過圧密状態) にあると呼ぶ。一方、現在の応力状態が降伏曲面上にある土は正規圧密状態にあると言う。式 (A2.1.24) の表現では、初期応力状態  $\sigma_{ij0}'$  でも土は正規圧密状態にあると考えていることに注意する。

さて、次に式 (A2.1.28) を参照して、すべての有効応力増分  $d\sigma_{mn}'$ 、 $m, n = 1, 2, 3$  がゼロのときを考える。このときは一般に塑性ひずみ増分もゼロになるが、有効応力  $\sigma_{ij}'$  が

$$\frac{\partial f}{\partial \sigma_{kl}'} \delta_{kl} = 0 \quad (\text{A2.1.29})$$



を満たす状態にあるときだけ、 $d\varepsilon_{ij}^p$ の大きさは分母分子がゼロになって不定になる。すなわち、もはや荷重を増やしていないのに、塑性ひずみが決められた方向に際限なく大きくなって行く。このような状態は土の限界状態と言われ、式(A2.1.29)は土の限界状態式と呼ばれる。

限界状態では $d\varepsilon_{ij}^p$ (または $\dot{\varepsilon}_{ij}^p$ )の大きさだけが不定であって、方向は $\frac{df}{d\sigma_{ij}}$ 、つまり限界状態での有効応力状態が与えられれば決まってしまうことに注意する。ただし、限界状態での有効応力状態は三次元的に多様であって、塑性ひずみ増分の方向も様々、つまり土の壊れ方にはいろいろある。しかし、いずれの場合でも、式(A2.1.27)において $d\sigma_{mn}' = 0$ ,  $m, n = 1, 2, 3$ であることを考慮すれば破壊時の非圧縮性

$$d\varepsilon_v = d\varepsilon_v^p = 0 \quad (\text{A2.1.30})$$

だけは保証されている。このように破壊時に非圧縮条件を伴うことが正規圧密土の場合重要で、この点でまずミーゼス材料のときと同じである。

#### A2.1.3.2 土の限界状態での塑性流れ

土の限界状態での塑性流れの方向はミーゼス材料と比べてどうであるのか知るためには、式(A2.1.25)で $f$ の勾配を計算しなければならない。そのために降伏関数が具体的に必要となる。

カムクレイ (Cam clay) モデルは、練り返し後に等方的に再圧密した人工粘土の弾塑性モデルであるが、降伏関数は次式で与えられる。

$$\varepsilon_v^p = f = M D \ln \frac{p'}{p_0'} + D \eta' \quad (\text{A2.1.31})$$

ここに、 $p' = \sigma_m'$ (平均有効応力)、 $\eta' = q/p'$ は応力比で

$$q = \sqrt{\frac{3}{2} s_{ij} \cdot s_{ij}} (= \sqrt{\frac{3}{2}} \sigma_0) \quad (\text{A2.1.32})$$

はミーゼス基準式(A2.1.3)で周知のせん断応力である。式(A2.1.31)右辺第2項は塑性体積変化へのせん断力の寄与を表していて、 $D$ はダイレイタンス係数と呼ばれている。式(A2.1.31)中の $p = p_0'$ ,  $q = q_0 = 0$ は初期応力状態を表す。この降伏関数を式(A2.1.29)の限界状態式に入ると次式を得る。

$$q = M (p')_f \quad (\text{A2.1.33})$$

ここに係数 $M$ は限界状態係数であり、 $(p')_f$ は限界状態における $p'$ である。

次に限界状態での塑性流れを計算する。限界状態では $d\varepsilon_{ij}^p$ (または $\dot{\varepsilon}_{ij}^p$ )の大きさが不定になるので、相当塑性ひずみ速度 $\bar{e} = \sqrt{\dot{\varepsilon}_{ij}^p \cdot \dot{\varepsilon}_{ij}^p}$ を用いて、大きさを捨象して方向だけを求めてみる。式(A2.1.31)を法線則、式(A2.1.25)に用いて、これから $\bar{e}$ を計算し、乗数 $\lambda$ を $\bar{e}$ で表してから式(A2.1.25)に戻ると、結果として

$$\dot{\varepsilon}_{ij}^p = \left( \sqrt{\frac{3}{2}} \frac{\bar{e}}{M} \frac{1}{(p')_f} \right) (s_{ij})_f \quad (\text{A2.1.34})$$

が得られる。ここで $(p')_f$ ,  $(s_{ij})_f$ は限界状態における $p'$ ,  $s_{ij}$ である。これを式(A2.1.4)やその後の $\lambda$ と比べると、破壊時平均有効応力 $(p')_f$ はミーゼス定数を与えるためのもの、すなわち

$$\sigma_0 = \sqrt{\frac{2}{3}} M \cdot (p')_f \quad (\text{A2.1.35})$$

としてだけ機能していることがわかる。実際に式(A2.1.34)はミーゼス塑性流れ式(A2.1.4)そのものである。式(A2.1.33)は降伏関数などとは全く異なり、ミーゼス定数 $\sigma_0$ が $M(p')_f$ に比例していることを教えるものと読み取らねばならない。

式(A2.1.34)から内部消散率を計算すると、式(A2.1.33)に注意して

$$D(\dot{\varepsilon}_{ij}^p) = \sqrt{\frac{2}{3}} M \cdot (p')_f \cdot \bar{e} \quad (\text{A2.1.36})$$

を得る。これとミーゼス材料の時の次式と比べると式(A2.1.35)を確かめることができる。

$$D(\dot{\varepsilon}_{ij}^p) = \sigma_0 \cdot \bar{e} \quad (\text{A2.1.37})$$

以上からカムクレイモデルの場合、破壊時平均有効応力 $(p')_f$ の地盤内分布さえ別途与えられていれば、それから地盤内のミーゼス定数 $\sigma_0$ の分布がわかるので、この不均質ミーゼス体について式(A2.1.12)~(A2.1.14)の連立方程式を解けば、それがそのままカムクレイモデルのときの地盤の支持力解析となる。

#### A2.1.4 水-土骨格連成解析

不静定な(構成関係を含まない)連立方程式(A2.1.12)~(A2.1.14)は、土の限界状態における構成式(A2.1.34)を用いて解くのだが、つり合い式は全応力で記述されているのに対し、構成式は有効応力で記述されているために、場の未知数(平均有効応力あるいは間隙水圧)がひとつ余分に増えてしまうという土質力学ならではの大きな問題が生じる。圧密問題の場合は水の連続式



の中にダルシー則を取り入れることによって、間隙水圧で記述される場の方程式を得て問題を切り抜けている。支持力問題の場合は、粘土のように透水係数が十分小さいものには非排水載荷が現実的な意味を持つことが重要で、問題解決の糸口となる。

ここでは非排水載荷条件に注目し、それらが具体的にどのような意味を持つのか考察することによって余分な場の未知数を補う場の方程式を誘導する。この式をここでは「水-土骨格連成式」と呼ぶ。

載荷中に完全に非排水条件であることは次式で表される。

$$\varepsilon_v^e + \varepsilon_v^p = 0 \quad \text{in } V \quad (\text{A2.1.38})$$

ここで言う非排水条件とは、単なる外部から水の出入りのできる境界において非排水となっているという意味ではなく、各エレメントごとに完全に水の出入りを許さないことを意味する。

土では普通に用いられる非線形等方弾性則

$$\varepsilon_v^e = \frac{\kappa}{v_0} \ln \frac{p'}{p_0}, \quad \kappa: \text{膨潤指数}, v_0: \text{初期比体積} \quad (\text{A2.1.39})$$

と、 $\varepsilon_v^p$ を硬化パラメータにとる降伏関数とを式(A2.1.38)に用いることにより、非排水条件での水-土骨格連成式をもう少し具体的に示す。

式(A2.1.38)に式(A2.1.39)とカムクレイモデルの構成式(A2.1.31)を代入し、さらにダイレイタンシー係数  $D$  が

$$D = \frac{1}{M} \frac{\lambda - \kappa}{v_0}, \quad \lambda: \text{圧縮指数}, \kappa: \text{膨潤指数}$$

であることを考慮すれば、次式を得る。

$$\frac{M}{\Lambda} \ln \frac{p'}{p_0} + \eta' = 0, \quad \Lambda = 1 - \frac{\kappa}{\lambda} \quad (\text{A2.1.40})$$

限界状態では  $(q)_f = M(p')_f$  であるため、最終的に水-土骨格連成式は次式となる。

$$(p')_f = p_0' \exp(-\Lambda) \quad (\text{A2.1.41})$$

したがって地盤内初期応力  $p_0'$  の分布さえ与えられれば、地盤内の破壊時平均有効応力分布  $(p')_f$  が定まり、非排水支持力問題は完全に解くことができる。

破壊時過剰間隙水圧分布  $(u)_f$  は破壊時平均応力分布(問題CまたはDでの $\lambda$ )が分かるので、それから式(A2.1.41)の  $(p')_f$  を差し引けばよい。

$$(u)_f = (p)_f - (p')_f \quad (\text{A2.1.42})$$

$(u)_f$  は  $(p')_f$  と異なり、つり合い式を解いてはじめて求まる境界値問題の解であることに注意する。



## 付録 A2.2 マクロエレメント法

関口他<sup>8)</sup>によって提案されたマクロエレメント法は、バーチカルドレーン打設地盤の平面ひずみ圧密変形挙動を解析するための手法である。これによれば、バーチカルドレーンによる3次元的な排水効果をエレメント・レベルで忠実に考慮でき、今回のSD打設地盤のシミュレーションには最も適した手法のひとつといえる。

ここではマクロエレメント法の概要を述べるにあたって、まず無処理地盤の平面ひずみ圧密解析の手順を示した後、マクロエレメントに関する定式化を行う。

### A2.2.1 平面ひずみ圧密解析の手順

変形および間隙水の流動はともに図 A2.2.1 中の  $x-z$  平面内に生ずるものとする。基礎方程式はつりあい式と連続方程式であるが、これらを空間的に離散化した後、時間軸に関して Step by Step に解くことにより、地盤内の各点の変位と間隙水圧の値を刻々求めることができる。マクロエレメント法は連続方程式の離散化手順に工夫がされているので、ここでまず一般的な離散化手順を示す。

図 A2.2.1 に示す節点 1...4 をもつ有限要素に対する間隙水の連続条件式を考えてみよう。いま時間増分  $\Delta t$  の間に生じるこの有限要素の体積ひずみ増分を  $\Delta v$ 、その 4 つの境界面から流出する正味の水量を  $Q\Delta t$  と表わすと、連続方程式は次のようになる。

$$\int \Delta v dx dy dz = Q\Delta t \quad (\text{A2.2.1})$$

ここで、間隙水の流動則としてダルシー則を用い、また各要素の透水係数が一般に異なるとすると、水量  $Q\Delta t$  は中心要素の代表間隙水圧  $P_w^*$  と、その周辺要素の代表間隙水圧  $P_{wi}^*$  ( $i=1\sim 4$ ) を用いて次のように表わすことができる。

$$\begin{aligned} Q\Delta t &= [\beta_1(P_w^* - P_{w1}^*) + \beta_2(P_w^* - P_{w2}^*) + \beta_3(P_w^* - P_{w3}^*) + \beta_4(P_w^* - P_{w4}^*)]S_y \\ &= [(\sum_{i=1}^4 \beta_i)P_w^* - \sum_{i=1}^4 (\beta_i P_{wi}^*)]S_y \end{aligned} \quad (\text{A2.2.2})$$

ここに  $\beta_i$  ( $i=1\sim 4$ ) は各方向への流出係数、 $S_y$  は各要素の奥行長さである。

一例として境界線  $\overline{14}$  (節点 1 と節点 4 を結ぶ鉛直線) を横切る方向の流出係数  $\beta_1$  の具体的な表現を示すと、図 A2.2.1 より次のようになる。

$$\begin{aligned} \frac{d_1\beta_1}{k_h} + \frac{(l_1 - d_1)\beta_1}{k_{h1}} &= \frac{\Delta t S_z}{\gamma_w} \\ \beta_1 &= \frac{k_h \cdot \Delta t \cdot S_z / \gamma_w}{d_1 + (l_1 - d_1) \cdot (k_h / k_{h1})} \end{aligned} \quad (\text{A2.2.3})$$

ここに、 $k_h$  と  $k_{h1}$  はそれぞれ中心要素と隣接要素 1 の水平方向透水係数、 $S_z$  は流れに垂直な方向の要素幅、 $\gamma_w$  は水の単位体積重量、 $d_1$  は中心要素の図心から境界線  $\overline{14}$  までの垂直距離、 $l_1$  は中心要素の図心と隣接要素 1 の図心との距離である。

### A2.2.2 基本マクロエレメントの定式化

直径  $2a$  のバーチカルドレーンが格子状に、ピッチ  $S_x = S_y$  で打設されているものとする。このとき基本となるマクロエレメントは、その中心に 1 本のバーチカルドレーン (直径  $2a$ 、長さ  $S_z$ ) を含む、平面寸法  $S_x \times S_y (= S_x)$ 、高さ  $S_z$  の角柱となる。図 A2.2.2 は、このような隣接する 3 個のマクロエレメント内の間隙水圧分布を模式的に示したものである。

時間増分  $\Delta t$  の間に、1 本の砂杭から排水される水量を  $Q_{VD} \cdot \Delta t$  とすると、これはドレーン外周における動水勾配と次のように関係付けられる。

$$Q_{VD} \cdot \Delta t = 2\pi a \cdot S_z \cdot k_h \cdot \Delta t \cdot \left. \frac{\partial(p_w / \gamma_w)}{\partial r} \right|_{r=a} \quad (\text{A2.2.4})$$

他方、式 (A2.2.2) の形から類推すると、1 個のマクロエレメント内におけるバーチカルドレーンの存在の効果は、同エレメント内の平均間隙水圧  $\bar{p}_w$  を定義することによって次のようにあらわされる。

$$Q_{VD} \cdot \Delta t = \beta_{VD} \cdot \bar{p}_w \cdot S_y \quad (\text{A2.2.5})$$

$$\bar{p}_w = \frac{2\pi \int_0^b p_w \cdot r \cdot dr}{\pi b^2} \quad (\text{A2.2.6})$$

ここに、 $b$  は有効集水半径 ( $b = S_x / \sqrt{\pi}$ ) である。

したがって、 $p_w$  の分布特性、すなわち  $p_w = p_w(r, z, t) = f(r) \cdot g(r, z, t)$  とおいたときの形状関数  $f(r)$  が定めれば、式 (A2.2.4) と式 (A2.2.5) を等値することにより、バーチカルドレーンへの流出係数  $\beta_{VD}$  も具体的に定まることになる。そこで、次のような関数が選定されている。

$$f(r) = \ln\left(\frac{r}{a}\right) - \frac{r^2 - a^2}{2b^2} \quad (\text{A2.2.7})$$



上式では  $f(a) = 0$  であること、すなわちドレーン内では水頭損失がなく過剰水圧がゼロであること、また  $\frac{df}{dr}|_{r=b} = 0$  が成立している。

以上より、次式が得られる。

$$\beta_{VD} = \frac{2\sqrt{\pi} \cdot k_h \cdot \Delta t \cdot S_z}{\gamma_w \cdot b} \cdot \left[ \frac{1 - \frac{1}{n^2}}{\ln(n) - \left(1 - \frac{1}{n^2}\right) \left(3 - \frac{1}{n^2}\right) / 4} \right] \quad (\text{A2.2.8})$$

ここに、 $n = b/a$  である。

以上の考え方を実際に運用するには、式 (A2.2.1) と式 (A2.2.2) を次のように修正するだけでよい。

$$\int \Delta v dx dy dz = Q \Delta t + Q_{VD} \cdot \Delta t = \left[ (\beta_{VD} + \sum_{i=1}^4 \beta_i) \cdot \bar{p}_w - \sum_{i=1}^4 (\beta_i \bar{p}_{wi}) \right] \cdot S_y \quad (\text{A2.2.9})$$

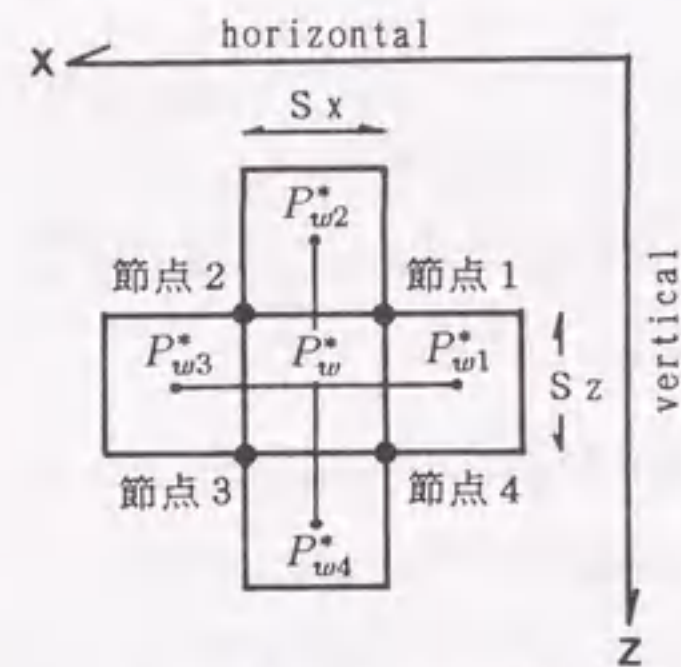


図 A2.2.1 節点1~4をもつ有限要素

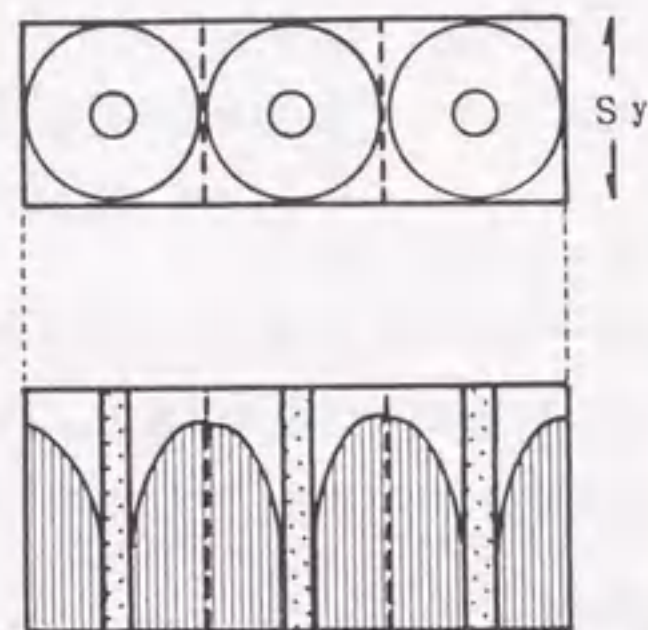


図 A2.2.2 ドレーン周辺の間隙水圧分布

## 付録 A2.3 サンゴレキ混じり粘土地盤の成因と既往の力学的研究

### A2.3.1 サンゴレキ混じり粘土地盤の成因<sup>9),10)</sup>

サンゴ礫混じり粘性土の成因、分布を探るためには、元になるサンゴ礁について、その生成の仕方などにまでさかのぼってみる必要がある。

まず、サンゴ礁の成因についてであるが、これは“ダーウィンの沈降説”が有名でありまた現在においても有力である。ダーウィンは、1831年22歳のとき、かのビーグル号で南太平洋を調査中に、サンゴ礁形成理論を考え出した。それは、もし彼が進化論を発表しなかったとしても、この若き日のサンゴ礁形成理論だけで、科学史上に名を遺したに違いないといわれるほど、卓抜で画期的なものであった<sup>9)</sup>。

ダーウィンは、サンゴ礁を3つの形、環礁と堡礁(ほししょう)および裾礁(きよしょう)に分類した。すなわち図 A2.3.1<sup>9)</sup>で、島のへりに分布するのが裾礁で、中央の島との間に礁湖(ラグーン)を抱いたものを堡礁、中央島が海面下に没し、礁湖のみを抱えたものが環礁である。彼は、はじめ島のへりに付着してできた裾礁が、基盤の沈降に伴って上方へ成長し、裾礁から堡礁へ、堡礁から環礁へと順次成長していくというモデルを組み立てた。このモデルはその後の地質学的調査によって多くの裏付けがなされ今日に至っている。

サンゴ礁は、1mm~1cm くらいの大きさのサンゴ虫が群体をつくり増殖して造られたものである。サンゴ虫はちょうどイソギンチャクが炭酸カルシウムの骨格をもったものといってよく、褐虫藻という単細胞の原始的な藻類をからだの内部に住まわせているために、太陽の光が届く浅い海でしか生息できない。

一般にサンゴの仲間は環境に応じて形を変えたり、住みわけたりしている。サンゴ礁外側の波の荒い礁縁では、波の来る方向に平たくなって抵抗を小さくしたテーブル型や円盤型のサンゴが多く、一方ラグーン内では力に対してはもろくてすぐ折れてしまうけれど、温度や塩分濃度の変化にはわりあい強い枝サンゴの仲間が多く住んでいる。枝サンゴのように木の枝のような形になると光を受ける面積は広くなり、より多くのサンゴ虫や褐虫藻が生きられる。(図 A2.3.2<sup>9)</sup>)

一般には、この静穏な海域であるラグーンにおける枝状サンゴの生育が、サンゴ礫混じり土の生成につながったとみられている。すなわち、内陸の河川などにより運搬される粘土、あるいは礁縁が外洋からの波浪に浸食されて生じる風化物などが、礁縁内側に発生する枝サンゴの上に堆積したり、またラグーンまで達した大波を受けて折れた枝サンゴと粘土と一緒に堆積し



たりしてできあがったものと推測される。

実際に沖縄の海岸を歩いてみると、枝状サンゴの破片が波によって打ち上げられているのを数多くみることができるが、これは上に述べた推測を裏付けるものである。

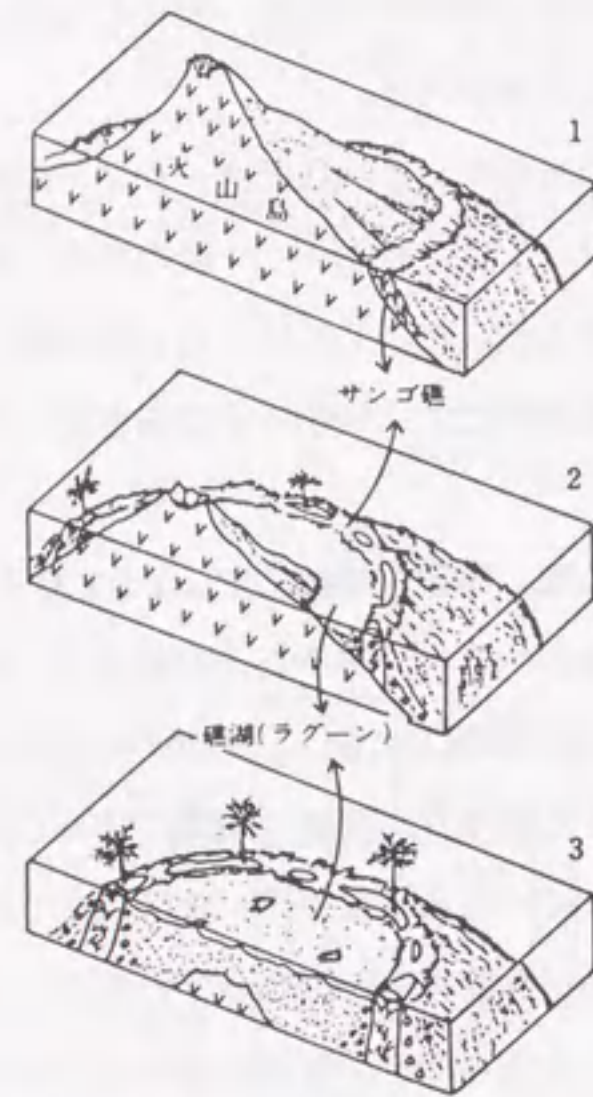


図 A2.3.1 サンゴ礁の形とその変遷<sup>9)</sup>(1:裾礁, 2:堡礁, 3:環礁)

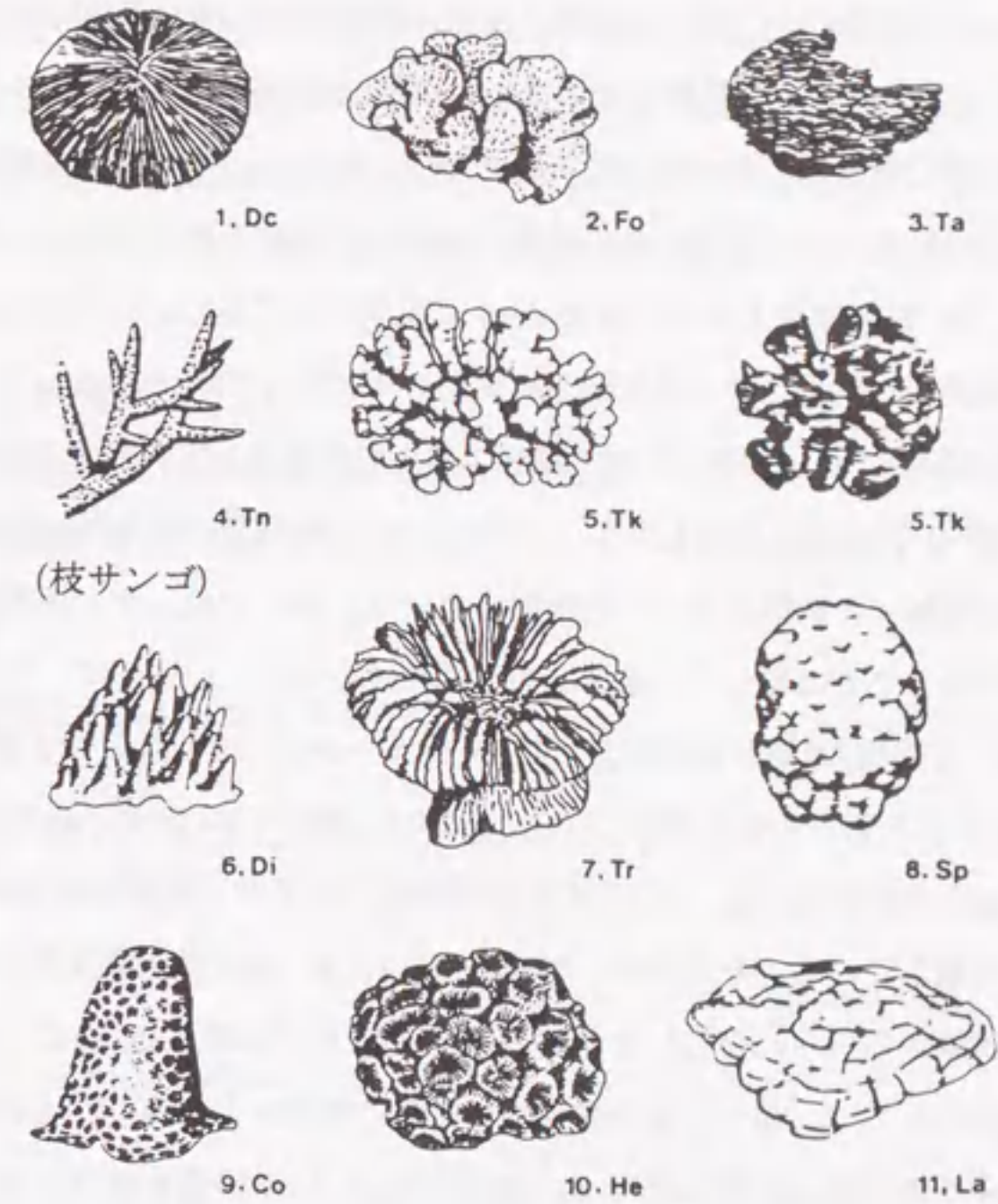


図 A2.3.2 造礁サンゴの成長形<sup>9)</sup>

### A2.3.2 サンゴ礫混じり土についての既往の力学的研究

まずサンゴ礫混じり土の全般的な物理特性については、土田<sup>11)</sup>, Tsuchida・Kobayashi・Ifuku・Fukuda<sup>12)</sup>, Yamagata・Takagaki・Nakano・Matsuzaki<sup>13)</sup>により総括的な報告がされている。そこで特徴的なことは、サンゴ礫混じり粘土は、通常の国内の港湾の粘土と比較して、土粒子の密度が大きく、含水比および圧縮指数は小さく、圧密係数が大きい傾向にあり、低塑性で中間土的な性質があらわれていることである。

一般の礫混じり土の強度特性に関して、中瀬・日下部・野村<sup>14)</sup>は、礫分混入率のみを変化させて一連の礫混じり土の強度試験を実施している。その結果、礫混入率 50 % 以上では一軸強度が三軸強度に比べて約半分に著しく低下した。その理由として、礫混入率 50 % 以上では“礫



骨格”が形成されており、サンプリング時の拘束圧解除により礫骨格で受持たれていた有効応力が著しく減少したために、強度低下が起きたと述べている。

サンゴ礫混じり土の強度については、小波蔵・吉沢・新垣<sup>15)</sup>が、現在沖縄で広く使われている“変則 UU 試験”(サンプリング試料をそのままの状態ですり端面だけを成形し、サンプリング深度の土被り荷重の 2/3 の圧力で等方圧密させた後、通常の三軸 UU 試験を行うもの)と通常の UU 試験との比較を行っている。その結果、変則 UU 試験の方が、応力～ひずみ関係で初期剛性が大きく、UU 試験結果よりも小さな 4～6%程度のひずみでピークがあらわれると述べており、サンゴ礫混じり粘土に対する変則 UU 試験の有用性を説いている。

また吉田・半沢・鈴木・甲元<sup>16)</sup>は、サンゴ礫混じり土の特徴として、礫分含有量が 30%程度あっても N 値が 1～5 と小さいことを示し、このことから礫の間の粘土が強度特性を支配しているとして、礫を取除いて試験することを提唱している。論文では、サンゴ礫混入のため良質な乱さない試料を得ることは難しく、適切な力学的特性も得にくいとして、サンゴ礫混じり土から礫分を除いて 5 種類の試料(内訳は、粘土+シルト分が 70%以上の 3 試料(S-1,2,3)、シルト分のみで 90%以上を占める 1 試料(S-4)、および、砂+シルト分が 90%以上の 1 試料(S-5))について  $K_0$  圧密非排水圧縮、 $K_0$  圧密非排水伸張、および三軸等方圧密試験を実施し、試験結果について考察している。その結果、粘性土(S-1,2,3)は非排水強度を、砂質土(S-5)は  $\phi'$ (または排水試験から得られる  $\phi_d$ )を用いるのが妥当で、中間土(S-4)については、対象となる構造物の機能に応じて、粘土とみる場合は有効応力径路をよくみて粘土の非排水強度を決定したり、砂とみる場合は  $\phi'$ (排水強度  $\phi_d$  にほぼ等しい)を採用するなどの考慮が必要となると述べている。

一方、宮古島のサンゴ礫混じり土を設計上砂質土として扱った事例について、井福・福田・崎間・倉持<sup>17)</sup>が報告している。井福らは、宮古島平良港防波堤での土質データや沈下観測値を用いて、現場透水試験による透水係数の数値( $10^{-3} \sim 10^{-2}$  cm/sec)および圧密試験結果より当地盤の  $c_v$  が  $c_v = 2500$  cm<sup>2</sup>/day 程度であること、また三軸 CD 試験結果より  $\phi_d = 31^\circ \sim 36^\circ$  が得られていることなどから、平良港のサンゴ礫混じり土は「 $\phi$  地盤」としての取扱いが好ましいとしている。

## 付録 A2.4 データの平滑化を省略した沈下予測手法

本論文で述べたように、地盤の骨格変形係数  $K_p$  や透水係数  $k$  を逆解析で求めるためには、地盤の変形観測に基づく沈下予測がキープロセスとなる。ここでは、浅岡による沈下予測手法<sup>5)</sup>を、実際に現場で適用する際に有利な工夫、すなわち沈下予測の前処理としてのデータの平滑化を省略する工夫について述べる。まず沈下予測手法の概要について簡単に述べる。

### A2.4.1 線形予測の基礎式

沈下データに線形弾性圧密理論をあてはめて将来沈下を予測する「線形予測」の基礎方程式は、差分形式で以下のようにまとめられる<sup>18)</sup>。すなわち係数  $\alpha_s$  や  $\beta_s$  ( $s = 0, 1, 2, \dots$ ) を定数として

- (1) 荷重が時間に比例して漸増するとき

$$\rho_i = \alpha_0 + \sum_{s=1}^r \alpha_s \rho_{i-s} + (1 - \sum_{s=1}^r \alpha_s) \rho_{i-r-1} \quad (\text{A2.4.1})$$

- (2) 荷重が一定のとき

$$\rho_j = \beta_0 + \sum_{s=1}^r \beta_s \rho_{j-s} \quad (\text{A2.4.2})$$

これらを方程式と呼ぶのは、これらの式は時間  $i$  や  $j$  についてまだ解かれていないからである。しかし線形予測による最終沈下量  $\bar{\rho}_f$  に関しては、解くまでもなく、

$$\bar{\rho}_f = A \times J, \quad A = \frac{\alpha_0}{(r+1) - \sum_{s=1}^r (r+1-s)\alpha_s}, \quad J = \frac{T}{\Delta t} \quad (\text{A2.4.3})$$

$$\bar{\rho}_f = \frac{\beta_0}{1 - \sum_{s=1}^r \beta_s} \quad (\text{A2.4.4})$$

で得られる。記号の意味は図 A2.4.1 に示している。式(A2.4.1)～(A2.4.4) は地盤のどの位置で測った沈下であっても、あるいは間隙水圧であってもそれはかまわない。しかし式(A2.4.3)、(A2.4.4) が、荷重一定時の  $t \rightarrow \infty$  での解であるためには、式(A2.4.1)、(A2.4.2) の特性根  $R_s$  は 0 と 1 の間になければならない。つまりその対数が負、このときその現象は「圧密」理論で説明できる。このときはまた、式(A2.4.1)、(A2.4.2) の最初の 2～3 項までで現象をよく近似できる。 $R_s$



やその対数は地盤の境界条件と地盤の硬さ・透水性だけに依存し、測定場所や測定対象に依存しない（圧密固有値と呼ばれる）。沈下予測の観測的方法とは、刻々の沈下を測定して、式(A2.4.1),(A2.4.2)の係数 $\alpha_s$ や $\beta_s$ を数理統計的に決める作業のことである。

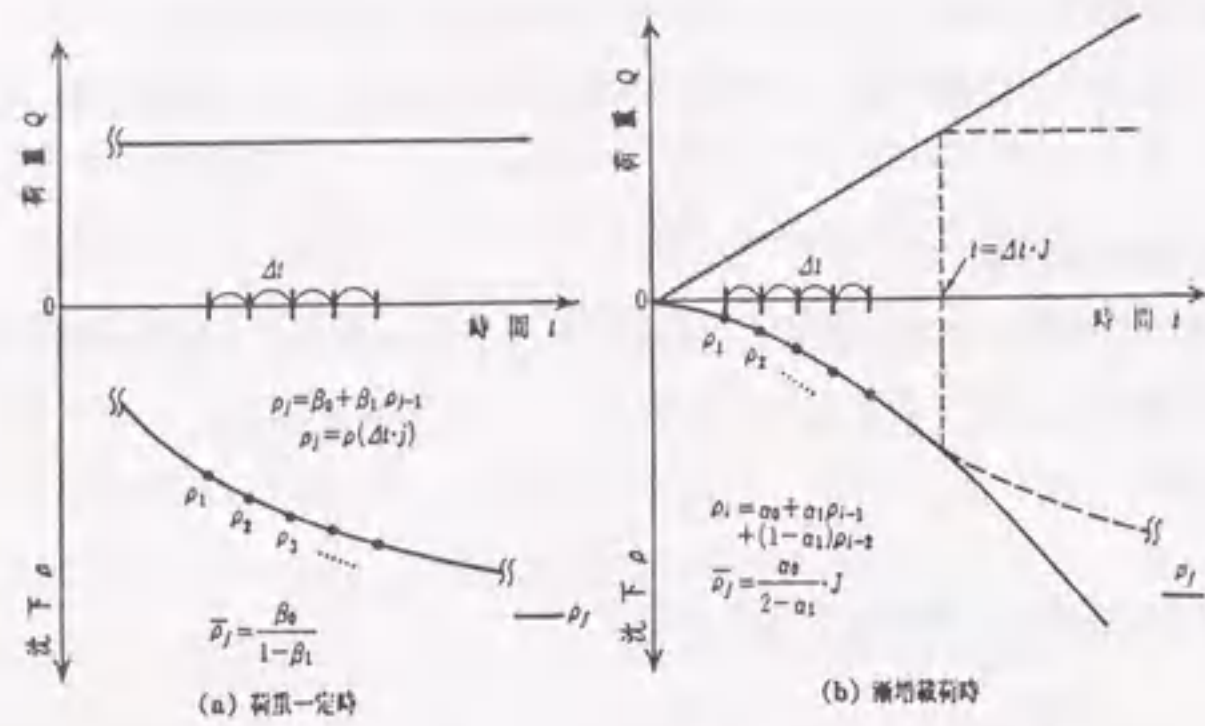


図 A2.4.1 線形弾性圧密理論による沈下予測

#### A2.4.2 データの平滑化を省略した沈下予測手法

浅岡による通常の圧密沈下を予測する手法では、パラメータ $\alpha_s$ や $\beta_s$  ( $s = 0, 1, 2, \dots$ )を決定し沈下予測を行う際に、等時間間隔の沈下データが必要である。しかし実際には、データの欠測や観測誤差が存在するため、沈下データを一度簡単な関数で内挿および平滑化して等間隔のデータに直してから予測を行っている。この予測作業をより直接的にしかも個人差が入らないように行うために、平滑化段階を省略し、元々の沈下データだけを使って予測する手法を以下に述べる。

##### (1) 荷重一定区間のデータを用いた予測

###### 1) 一階モデル $\rho_j = \beta_0 + \beta_1 \rho_{j-1}$ の場合

従来の方法では、内挿、平滑化によって得られた等間隔のデータ(図A2.4.2(a))を図A2.4.3(a)のように差分図上にプロットし回帰直線の切片と勾配から最終沈下量を予測していた。しかし内挿、平滑化などをせず、 $\Delta t$ をいろいろ変え、図A2.4.2(b)のようにそのつど元々の沈下データから該当するデータの組( $\rho_j, \rho_{j-1}$ )を探索し、差分図上にプロットする。さらに、各 $\Delta t$ ごとに勾配の異なる直線を最小二乗近似により求めて、最終沈下量 $\rho_f$ を複数個算出し、その平均値をとって妥当な $\rho_f$ を決定する(図(b))。なお、データ数の少ない場合、相関係数 $r$ の低い

場合(例: $r < 0.9$ )については対象からはずした方がよい。

###### 2) 二階モデル $\rho_j = \beta_0 + \beta_1 \rho_{j-1} + \beta_2 \rho_{j-2}$ の場合

まず、時間間隔 $\Delta t$ を指定し、元々の沈下データの中から互いに $\Delta t$ 離れた三つのデータの組( $\rho_j, \rho_{j-1}, \rho_{j-2}$ )を探索する。以下順次時間をずらしてデータの組を探索していく。次に、二階モデルについて重回帰計算を行う。すなわち、 $X = \rho_{j-2}, Y = \rho_{j-1}, Z = \rho_j$ とおき、 $S_X^2$ を $X$ の分散、 $S_{XY}$ を $X$ と $Y$ の共分散などとすれば、

$$\beta_1 = \frac{S_X^2 S_{YZ} - S_{XY} S_{ZX}}{S_X^2 S_Y^2 - S_{XY}^2} \quad (\text{A2.4.5})$$

$$\beta_2 = \frac{S_Y^2 S_{ZX} - S_{XY} S_{YZ}}{S_X^2 S_Y^2 - S_{XY}^2} \quad (\text{A2.4.6})$$

$$\beta_0 = Z - \beta_1 Y - \beta_2 X \quad (\text{A2.4.7})$$

から、 $\beta_0, \beta_1, \beta_2$ が一度に求まる。最終沈下量は $\rho_f = \beta_0 / (1 - \beta_1 - \beta_2)$ から得られる。

計算のチェックの方法として、 $R^2 - \beta_1 R - \beta_2 = 0$ の根 $R_1, R_2$ (特性根)を用いて、これらが0と1の間にあること(圧密固有値 $\lambda_1 = \ln R_1 / \Delta t, \lambda_2 = \ln R_2 / \Delta t$ が共に負の数値であること)を確認する。このときに予測が成功したと判断する。

従来は $\rho_j = \beta_0 + \beta_1 \rho_{j-1} + \beta_2 \rho_{j-2}$ を時間 $t$ をずらして2組以上つくり、両辺引算し $\beta_0$ を消去してまずはじめに $\beta_1, \beta_2$ を求めていた。しかしこの引算の際にただでさえ少ない有効数字の桁数がさらに減ってしまい、これが高階モデルによる予測における問題点であった。このようなことをしない上記の方法は、特に観測誤差の大きい現場のデータに対しては非常に効果的なことが多い。

###### 3) 三階モデル $\rho_j = \beta_0 + \beta_1 \rho_{j-1} + \beta_2 \rho_{j-2} + \beta_3 \rho_{j-3}$ の場合

二階モデルによる近似と同様に4つのデータの組( $\rho_j, \rho_{j-1}, \rho_{j-2}, \rho_{j-3}$ )を探索し、重回帰計算を行って、係数 $\beta_0, \beta_1, \beta_2, \beta_3$ を求める。

##### (2) 荷重漸増区間のデータを用いた予測

従来の方法による沈下予測過程では、荷重一定時と同様に、沈下データに対して予測する区間 $\Delta t$ と差分モデルの階数を決めて、平滑化を行い新たに内挿データを作成する。一階モデルを用いる場合、次の式(A2.4.8)を式(A2.4.9)のように変形する。

$$\rho_i = \alpha_0 + \alpha_1 \rho_{i-1} + (1 - \alpha_1) \rho_{i-2} \quad (\text{A2.4.8})$$

$$\Delta \rho_i = \alpha_0 + (\alpha_1 - 1) \Delta \rho_{i-1} \quad (\text{A2.4.9})$$



ここに  $\Delta\rho_i = \rho_i - \rho_{i-1}$  である。式 (A2.4.9) は荷重一定時の場合と同様な方法でパラメータの決定が行える。沈下データの個数が少なくパラメータの決定が困難な場合には、互いに  $\Delta t$  離れた4つのデータの組 ( $\rho_j, \rho_{j-1}, \rho_{j-2}, \rho_{j-3}$ ) を順次探索し、時間をずらして式 (A2.4.9) を二つ作り、連立させてこれを解いていくと  $\alpha_0, \alpha_1$  が得られやすい。

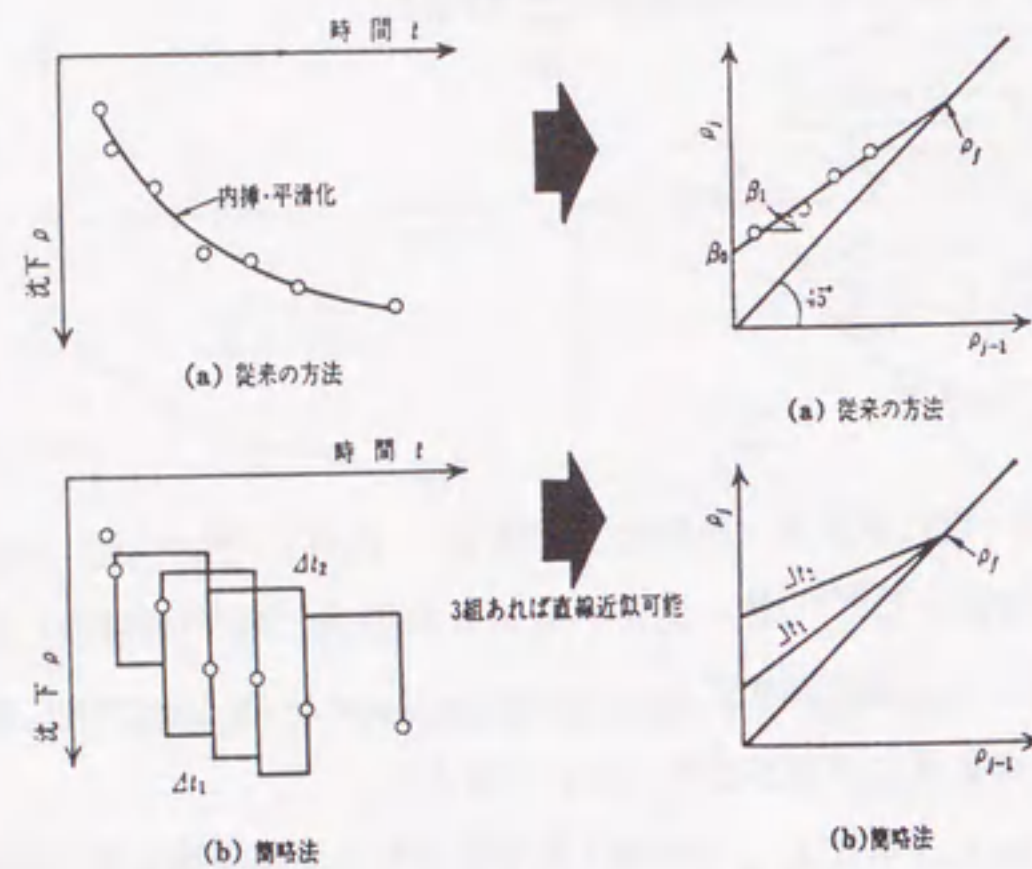


図 A2.4.2 データの取扱い

図 A2.4.3 差分図

## 付録 A4.1 因子分析手法を用いた設計ノモグラムの作成のための重要因子の選択

### A4.1.1 概説

SCP 打設による杭間粘土の強度増加 (以後  $\Delta q_u$  と呼ぶ) に影響する要因は、深度以外にも以下のように数多く考えられる。設計ノモグラム自体を作る際に、これらをすべて設計に取込むことは、事実上不可能である。そこでここでは因子分析手法を応用して、多くの要因の中から特に重要な因子を統計的に数個選び出すを試みる。

- (1) 改良率:  $a_s$  (%)
- (2) ボーリング位置 (杭間) から砂杭表面までの距離:  $L$  (m)
- (3) 原地盤の一軸圧縮強度:  $q_{u0}$  ( $\text{tf}/\text{m}^2$ )
- (4) 圧密係数:  $c_v$  ( $\text{cm}^2/\text{day}$ )
- (5) SCP 打設後の経過時間:  $T$  (day)
- (6) サンドマットの厚さ:  $t_{sm}$  (m)
- (7) 水深:  $H$  (m)
- (8) 粒度分布 (シルト分含有率):  $F_s$  (%)
- (9) 粒度分布 (粘土分含有率):  $F_c$  (%)
- (10) 初期含水比:  $w_0$  (%)
- (11) 砂杭の杭径:  $D_s$  (m)
- (12) 単位体積重量:  $\rho$  ( $\text{t}/\text{m}^3$ )



A4.1.2 因子の抽出

まず、置換率30%以下の7現場について、上の(1)~(12)のデータを下表に整理する。なお、表中例えば“2-3”は、2から3程度の幅をもつことを表わす。×はデータがなく不明なものである。

表 A4.1.1 置換率30%以下の7現場の強度増加要因の数値

強度増加要因	A:根岸	B:大分	C:那覇	D:大竹	E:舞鶴	F:徳山	G:敦賀
(1) $a_s$ (%)	12.9	30	28.3	27	25	30	25
(2) L (m)	0.53	0.66	0.40	0.74	0.85	0.83	0.85
(3) $q_{uo}$ (tf/m <sup>2</sup> )	2-3	4-5	1-2	0.5-2	1-5	0.5-4	5-18
(4) $c_v$ (cm <sup>2</sup> /day)	200	150	1000	150	50	200	×
(5) T (day)	45	30	15	42-97	120-500	60-480	240
(6) $t_{sm}$ (m)	0.7	0	0	2	3	1.5	1
(7) H (m)	0	6	0	10.6	8	10.2	16
(8) $F_s$ (%)	50	×	20	20	40	60	60
(9) $F_c$ (%)	40	×	20	65	50	30	30
(10) $w_o$ (%)	110-100	60	45-35	100-120	90-30	145-100	40-30
(11) $D_s$ (m)	0.6	1.6	0.9	1.6	1.7	2.0	1.7
(12) $\rho$ (t/m <sup>3</sup> )	1.55	1.65	1.9	1.4-1.5	1.5-1.6	1.3-1.5	1.9

つぎに各現場の事前・事後の一軸圧縮強度を深度ごとに下表のように整理する。

表 A4.1.2 各現場の事前・事後の一軸圧縮強度とその差異

深度(m) /経過日数	A:根岸	B:大分	C:那覇	D:大竹	E:舞鶴	F:徳山	G:敦賀
1				0.8 1.6		0.4 1.5	
				0.8		1.1	
2				1.1 1.9		0.7 2.0	
				0.8		1.3	
3	事前 2.5	事後 3.9		1.4 2.1	1.3 2.2	1.2 2.3	8.0 12.0
				0.7	0.9	1.1	4.0
4	2.9 5.2			1.6 2.3	1.5 2.4	1.6 1.7	9.5 13.0
				2.3	0.7	0.9	3.5
5				1.3 2.1	1.7 2.6		
				0.8	0.9		
6	3.4 5.0				1.9 2.8	2.2 3.1	12.0 14.0
					0.9	0.9	2.0
7					2.6 3.6	2.6 4.5	
					1.0	1.9	
8		4.1 5.0	1.0 2.2		3.4 4.5	3.0 4.6	13.5 22.0
		0.9	1.2		1.1	1.6	8.5
9	2.5 5.0				4.0 5.7	3.2 4.7	
					1.7	1.5	
10			1.6 2.3		4.0 6.1	3.2 4.3	
			0.7		2.1	1.1	
11					4.0 6.5	3.2 3.5	
					2.5	0.3	
12		5.0 7.7	1.2 3.3			3.2 3.7	
		2.7	2.1			0.5	
13			1.1 3.4				
			2.3				
14			1.2 2.5				
			1.3				



ここで用いる分散分析の方法を以下の例を用いて示す。なお、方法の詳細は文献を参照されたい。

例えば、下表に示す現場Aと現場Eの強度増加  $\Delta q_u$  に統計的相違があるかどうかを検定する。

表 A4.1.3 現場AとEの強度増加  $\Delta q_u$

深さ (m)	現場A	現場E (tf/m <sup>2</sup> )
3.0	1.4	0.9
4.0	2.2	0.9
6.0	1.6	0.9
9.0	2.5	1.7
平均	1.925	1.1

上表の全データの平均は  $m = 1.5125$  である。ここで不偏分散を計算すると、

$$V_1 = \frac{\sum(A - \bar{A})^2 + \sum(E - \bar{E})^2}{6} = 0.21125$$

$$V_2 = \frac{(\bar{A} - m)^2 \times 3 + (\bar{E} - m)^2 \times 3}{(2 - 1)} = 1.36125$$

$$F = \frac{V_2}{V_1} = 6.44 > F_6^1 = 5.99$$

となるので、5%の確率でAとEに差がないとする仮説を棄却できる。すなわち、現場AとEには有意な差があるといえる。このようにして、同深度で互いにある程度データがそろっている現場間の差の判定を行った結果、A-E, A-F, B-C, E-G, F-Gの間については「差がある」となり、E-Fの間については「差がない」となった。

そこで、「差がある」場合は、各因子間で相違するものに○、同じものに×、逆に「差がない」場合は、各因子間で相違するものに×、同じものに○をつけて表A4.1.4に示す。なお、この中で-はデータがなく判断できないものである。

表 A4.1.4 因子分析結果

	A - E	A - F	B - C	E - G	F - G	E - F
(1) $a_w$ (%)	○	○	×	×	×	○
(2) L (m)	○	○	○	×	×	○
(3) $q_{u0}$ (tf/m <sup>2</sup> )	○	○	○	○	○	○
(4) $c_v$ (cm <sup>2</sup> /day)	○	○	○	-	-	○
(5) T (day)	○	○	○	○	○	○
(6) $t_{sm}$ (m)	○	×	×	○	×	×
(7) H (m)	×	×	○	×	×	○
(8) F <sub>s</sub> (%)	○	○	-	×	○	×
(9) F <sub>c</sub> (%)	○	○	-	×	○	×
(10) $w_o$ (%)	○	×	○	×	×	×
(11) D <sub>s</sub> (m)	○	○	○	×	×	×
(12) $\rho$ (t/m <sup>3</sup> )	×	×	○	○	○	×

表の中で○の数が4つ以上の因子を取り出すと、

- (1) ボーリング位置 (杭間) から砂杭表面までの距離: L(m)
- (2) 原地盤の一軸圧縮強度:  $q_{u0}$  (tf/m<sup>2</sup>)
- (3) 圧密係数:  $c_v$  (cm<sup>2</sup>/day)
- (4) SCP 打設後の経過時間: T (day)

の4つとなる。これに“深さ Z(m)”を追加した5つの因子を重要因子として選択した。



## 付録 A5.1 強度増加予測手法の解析条件の差異による影響についての考察

第4章で示した剛塑性変形解析による SCP 打設のシミュレーションでは、砂杭と杭周粘土との摩擦が非常に大きいと仮定して、rigid-rough の変位速度境界条件で解析を行った。また、その後の過剰間隙水圧の消散に伴う杭周粘土の圧密をシミュレーションする場合には、砂置換率に応じて砂杭1本あたりの影響半径の領域のみに限定し、それ以外の領域を切り離しておいてから、線形弾性圧密解析を行った。この理由は簡単で、本文中でも述べたように、解析条件をなるべく分かりやすく単純化するためだけのことであった。しかし、実際砂杭と粘土との境界の摩擦は有限であろうし、また、圧密中にも杭間粘土は隣接する他の砂杭からも影響を受けると考えられる。結論から言えば、上に述べた当初の解析条件は、強度増加の予測に関する限り、ほとんど影響を及ぼさないことを確かめている。

本付録では、剛塑性解析に関しては rigid-rough と rigid-smooth の二つの条件を用いて、摩擦に関する両極の条件を押さえておいて、それらによって大きな差は生じないことを示す。また、圧密解析においては、解析領域をたとえ切り離さなくともやはり大きな差は生じないことを合わせて示す。

### A5.1.1 砂杭拡幅シミュレーションにおける rigid-rough および rigid-smooth の差

図 A5.1.1 および表 A5.1.1 はそれぞれ砂杭拡幅の剛塑性変形解析に用いた有限要素メッシュおよび土質パラメータである。砂杭打設を模擬して円筒形を初期内径 $\phi=1.2\text{m}$ から $1.7\text{m}$ まで拡幅した。その場合、荷重条件を拡幅時に砂杭と粘土地盤との摩擦が無限に大きいと仮定する rigid-rough の条件と、摩擦が全く無いとする rigid-smooth の2つの条件でシミュレーションを行った。

図 A5.1.2 および A5.1.3 はそれぞれ両条件での地盤の破壊時塑性流れ図および過剰間隙水圧分布図である。変位速度境界(砂杭との境界)においての粘土地盤の変形性状は若干異なるものの、得られた過剰水圧分布はほとんど変わらない。地盤の強度増加の要因がこの水圧の大きさと分布形に依存することを考えれば、予測される改良地盤の強度にこれらの条件の違いによる差が現れないことは想像に難くない。詳細は次節に譲る。

### A.5.1.2 過剰間隙水圧消散のシミュレーションにおける境界条件の設定

#### (1) 最終的な強度の予測値への影響

前節の剛塑性変形解析で得られた過剰水圧を初期値として用い、図 A5.1.4 のように3種類の境界条件で線形弾性圧密解析を行った。図 A5.1.4 の (a) は、第4章で示した1本の砂杭の影響範囲以外の領域は切り離す方法であり、円筒形内外両側面は水平方向変位固定、円筒形の内側(砂杭側)および上面で排水境界を設定する。また、(b) は影響範囲の境界において切り落とすようなことはせず、間隙水が流入も流出もしない境界非排水条件を設定するのみとする方法で、円筒形の内側のみを水平変位固定の条件とし、その他の排水条件は(a)と同様とした。またこの場合、強度の予測値は当然のことながら、砂杭1本あたりの影響範囲内のみでの平均値を計算した。さらに(c)は(b)において影響範囲で非排水条件を設けることもしない方法である。解析に用いた弾性定数は、表 A5.1.1 をもとに $\alpha=3$ を用いて算出し、各層で表 A5.1.2 に示す値を用いた。透水係数は $k=1.0 \times 10^{-5}(\text{m/day})$ を用いた。

まずはじめに結論として最も重要な、改良地盤の強度の最終的な予測値について考察する。図 A5.1.5 および図 5.1.6 に、それぞれ A5.1.1 において rigid-rough および rigid-smooth で得られた地盤内破壊時過剰間隙水圧分布(図 A5.1.3(a),(b))を線形弾性圧密の初期値として用いた場合に得られる、改良地盤の一軸圧縮強度の経時変化の予測値を示す。図中の(a)~(c)は図 A5.1.4(a)~(c)のそれぞれの方法に対応する。結論として、拡幅時のシミュレーションでの砂杭表面の摩擦の有無と、過剰水圧消散時の圧密の境界条件の設定は、改良地盤の強度予測に関してはほとんど影響を及ぼさない。摩擦が影響しない理由は、前節での剛塑性解析が摩擦の有無によらず両条件でほとんど同じ過剰水圧分布を与えることによる。また、圧密の境界条件が強度増加に影響しない理由は、本解析では線形弾性の圧密解析を行っているため、圧密の初期値の水圧分布と弾性定数を同じものを用いてさえいれば、図 5.1.4(a)~(c)程度の境界条件の違いであれば最終的に間隙水圧が消散した時の各要素の変形量(これが直接的に強度増加の評価に用いられる)には大きな変化はないからと言える。

#### (2) 改良地盤の地盤内応力の予測への影響

過剰水圧の消散をシミュレーションするには、圧密解析自身がその解析の初期値を決定することができないこともあり、剛塑性解析で得られた破壊時過剰水圧分布を用いて解析することになる。線形弾性の圧密解析では基本的に水圧の初期値と弾性定数を入力パラメータとして、あとは境界条件を指定すればよかった。水圧消散に伴う地盤の変形量を予測することに関しては、両解析ともその理論的枠組みが比較的単純であるがために、剛塑性解析から線形弾性解析へ移る場合に、変位の境界条件に種々の理想化・単純化(境界を切り落とす、砂杭は縮まない、砂杭との摩擦はない等)を施しても問題は発生しなかった。



しかし、剛塑性解析で得られる拡幅時の地盤内応力を引続き線形弾性圧密解析にまで用いて、過剰水圧消散時までの地盤内応力を予測するには若干の問題が生じる。ひとつは、剛塑性解析時に rigid-rough で解析し、引続き弾性圧密する場合には、圧密時には摩擦を考慮しないために、拡幅時に地盤に加えられていた粘土地盤を引き下げようような力が、最終段階まで砂杭との境界面に残ってしまうことである。しかし、その力は地盤の自重から比べると小さなものであり、その影響は極めて小さいことは別途確かめている。それは、発生する過剰水圧分布に差がないことからわかる。

もうひとつの問題は、1本の砂杭の影響範囲以外の境界を切り落とす場合に現れる。図 A5.1.7 ~ 図 A5.1.9 はそれぞれ、rigid-smooth での過剰水圧を初期値に用いて図 A5.1.4 の方法 (a),(b),(c) の手法で地盤内応力の圧密中の経時変化を予測したものである。図中のエレメントは本文中第 5 章図 5.9 のものを表している。方法 (b),(c) はほとんど同じ推移をしているが、方法 (a) の場合には鉛直方向の全応力が初期状態よりも大きくなるような場合が生じている。地盤中の鉛直方向の全応力は自重以上のものは作用していない管であるが、ここではそれ以上のものが作用しているような結果になっている。この理由として考えられるのは、1本の砂杭の影響範囲外を切り落とした後、その境界を水平方向変位固定の境界条件に置き換えていることである。この場合、水平方向の変位が強く制限されているために、鉛直下向きの変形が過剰に発生し、有効応力の多大な増加に結びついている。線形弾性の圧密解析自体は増分型であるために、地盤の自重や初期の応力状態は解析に全く影響を与えないし、その情報自体を土は知り得ない。ステップ毎の変形量から有効応力の増分を出し、剛塑性解析で得られた有効応力状態に加えていくだけのために、自重以上の全応力が算出する場合も現れてしまう。

しかし、方法 (b),(c) で解析する限りはそのようなことは避けることができる。図 A5.1.10 および図 A5.1.11 は、それぞれ方法 (b),(c) での砂杭 1 本あたりの影響範囲の境界面の変動を示したものである。図中 0m の位置が方法 (a) において境界を切離した場合の水平変位固定の位置である。(b),(c) いずれの場合も圧密に伴い多少内側に圧縮して入ることがわかる。その量は最大でたかだか 4cm であるが、地盤内応力の予測には極めて大きな影響を与える。結果として、地盤内応力の予測には、方法 (b) が適当であろうと判断し、本文第 5 章 5.2.1 節ではこの方法による解析例を示すこととした。

表 A5.1.1 土質パラメータ

$\lambda$	0.25	$\gamma_c$	16.17kN/m <sup>3</sup>
$M$	1.2	$K_0$	0.5
$\kappa$	0.1304	$e_0$	2.0 (G.L.)

表 A5.1.2 線形弾性圧密解析で用いた土質定数

層	$\sigma_v'$	$K_0$	$E$	$\lambda$	$\bar{\mu}$	$e_n$
1	100.537	0.5	1944.759	1458.569	729.285	1.418
2	91.018	0.5	1778.733	1334.050	667.025	1.443
3	81.463	0.5	1610.073	1207.555	603.777	1.471
4	71.908	0.5	1439.166	1079.374	539.687	1.502
5	62.353	0.5	1265.712	949.284	474.642	1.537
6	52.798	0.5	1089.319	816.989	408.495	1.579
7	43.743	0.5	909.448	682.086	341.043	1.629
8	33.688	0.5	725.319	543.989	271.995	1.691
9	24.133	0.5	535.695	401.771	200.886	1.774
10	14.578	0.5	338.293	253.720	126.860	1.901

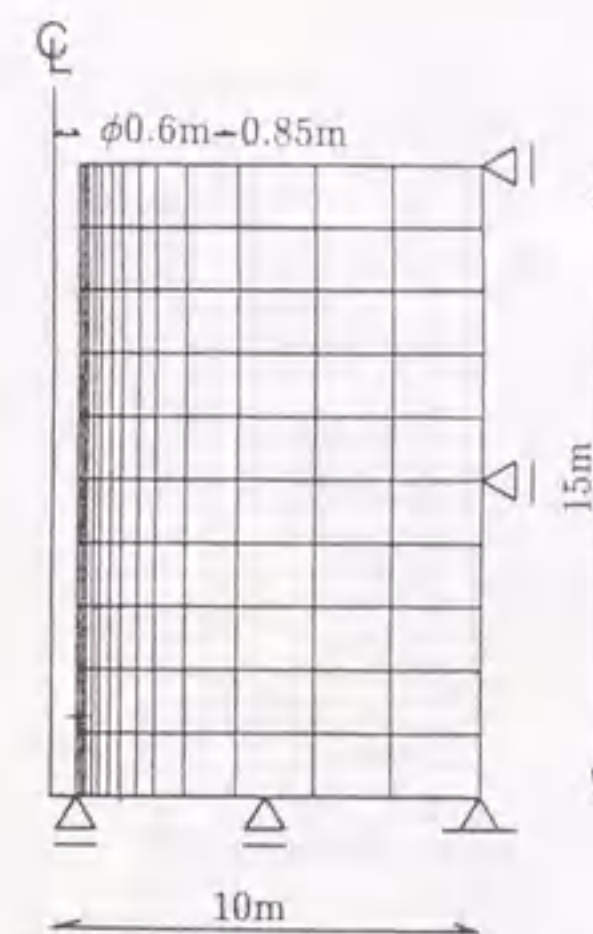


図 A5.1.1 有限要素メッシュ

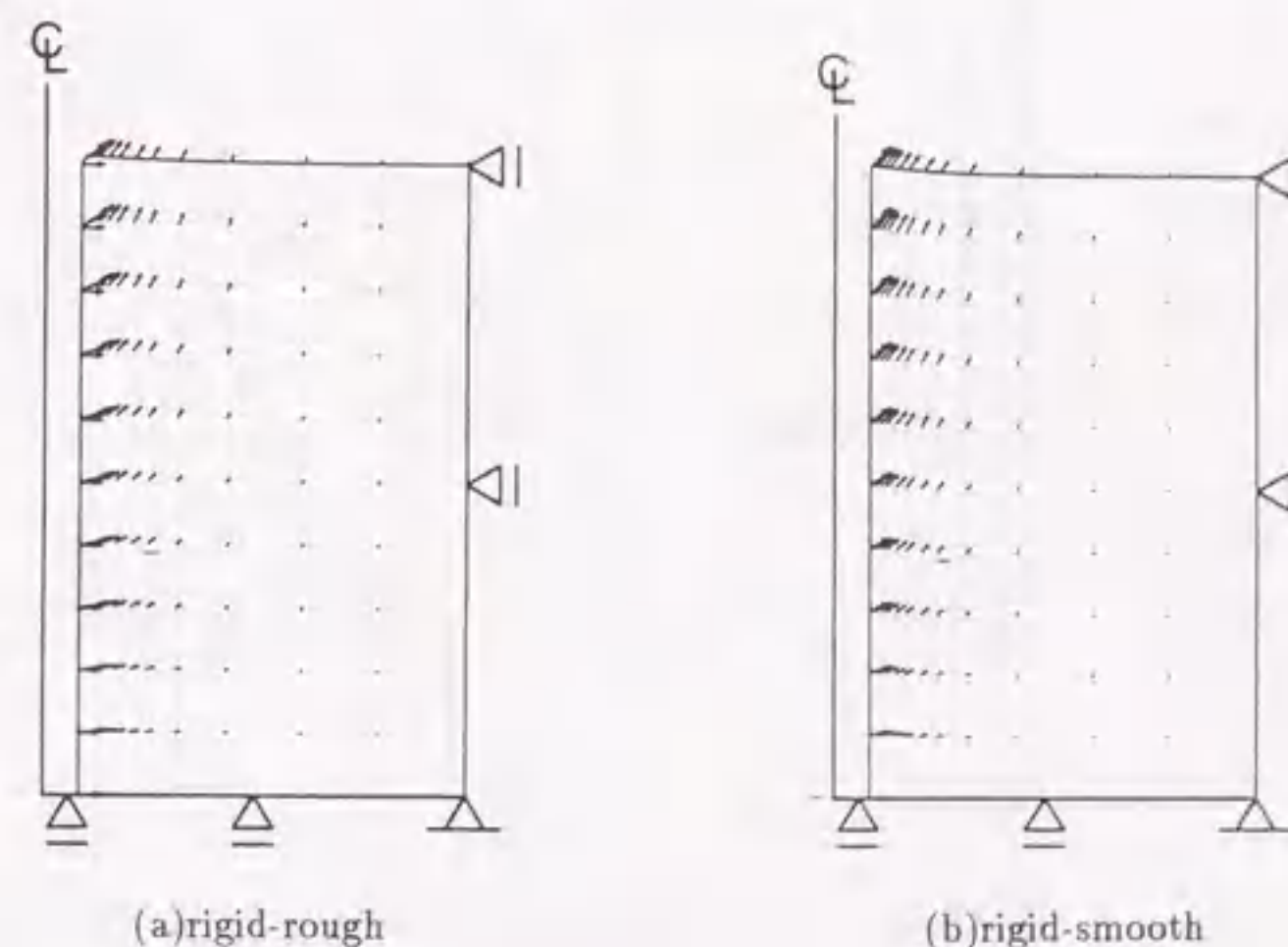


図 A5.1.2 破壊時塑性流れ図



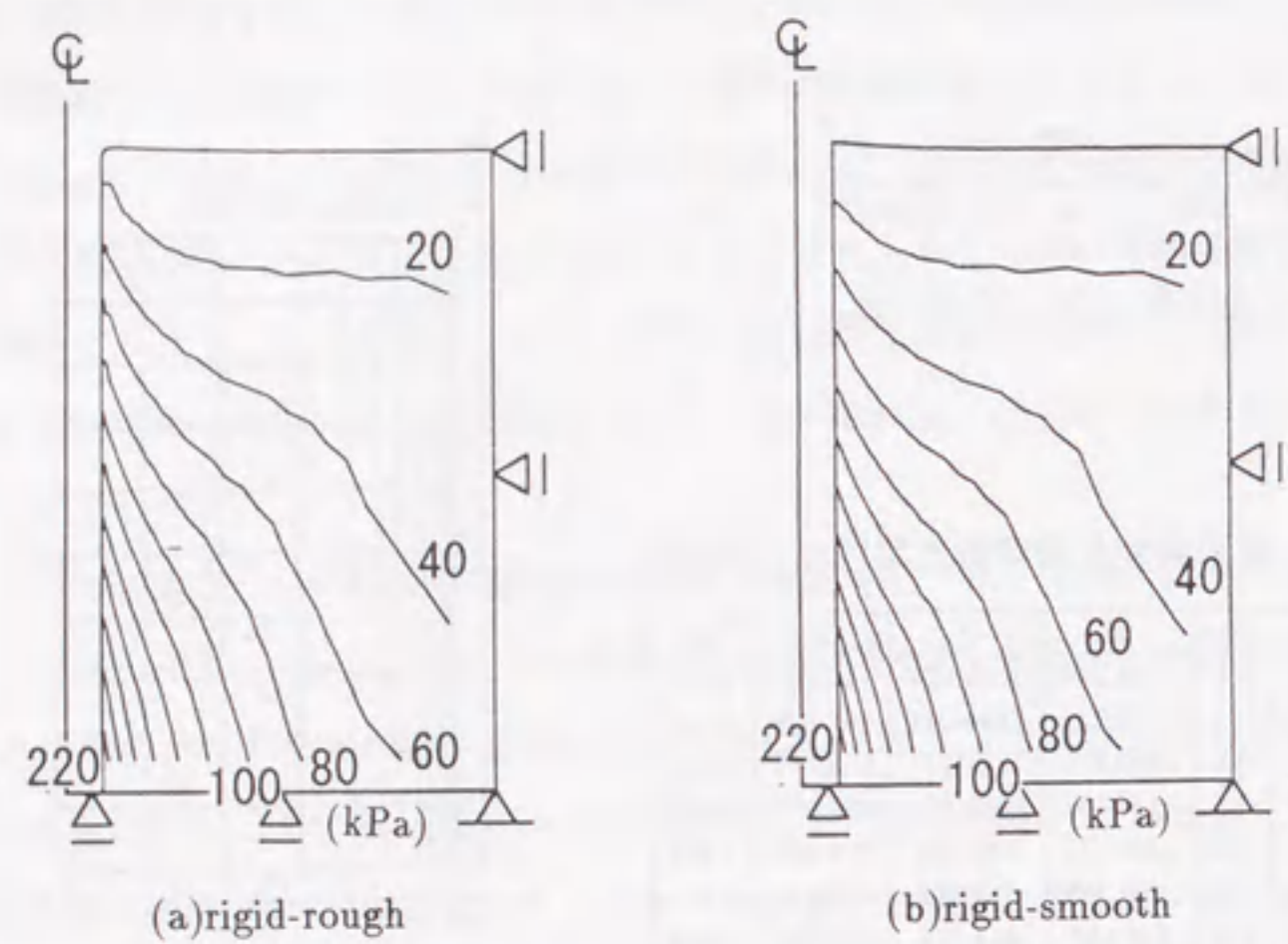


図 A5.1.3 過剰間隙水圧分布

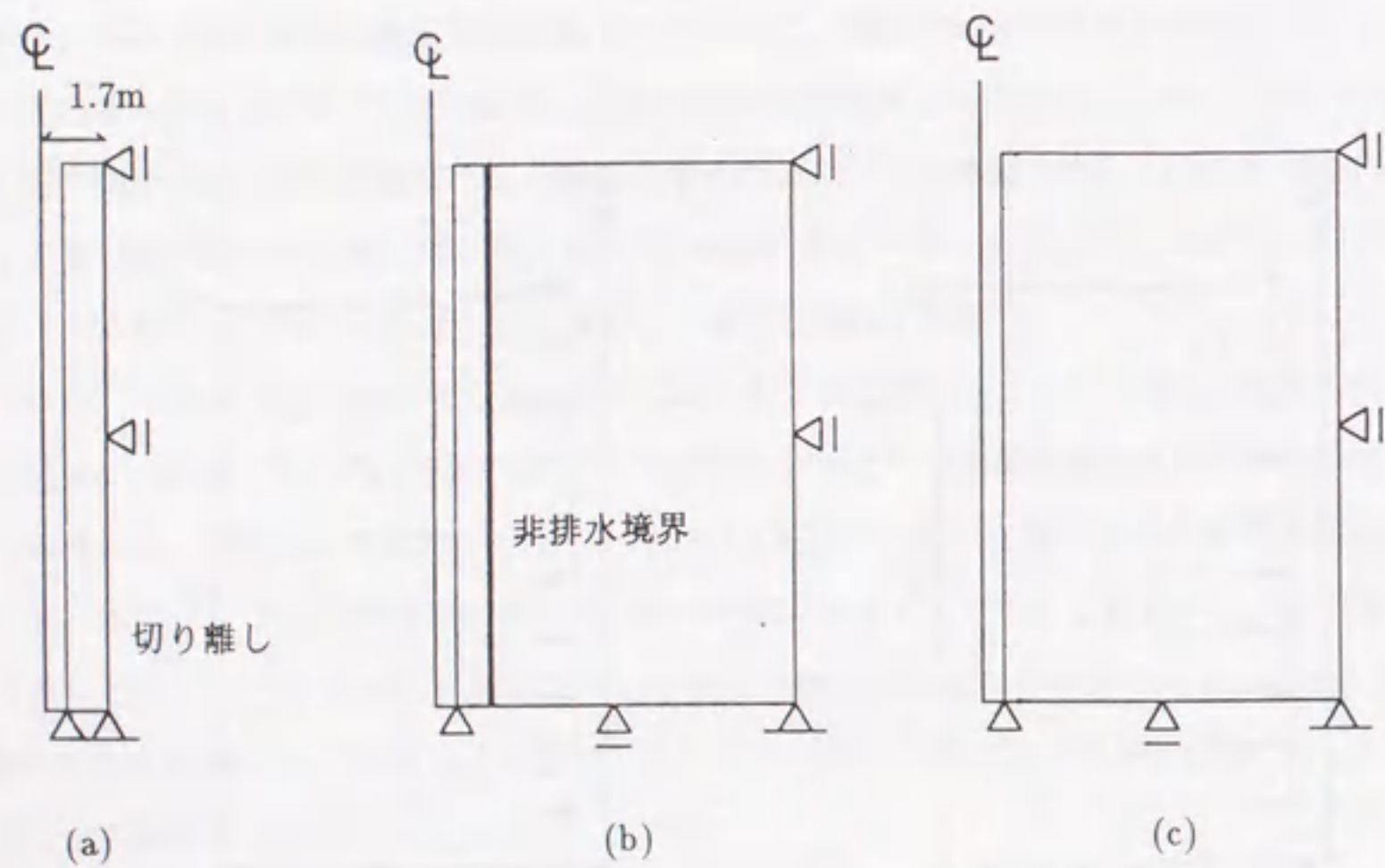
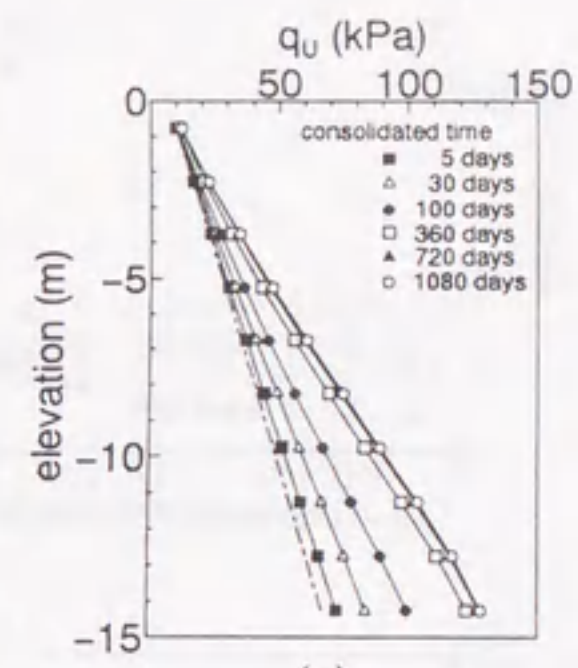
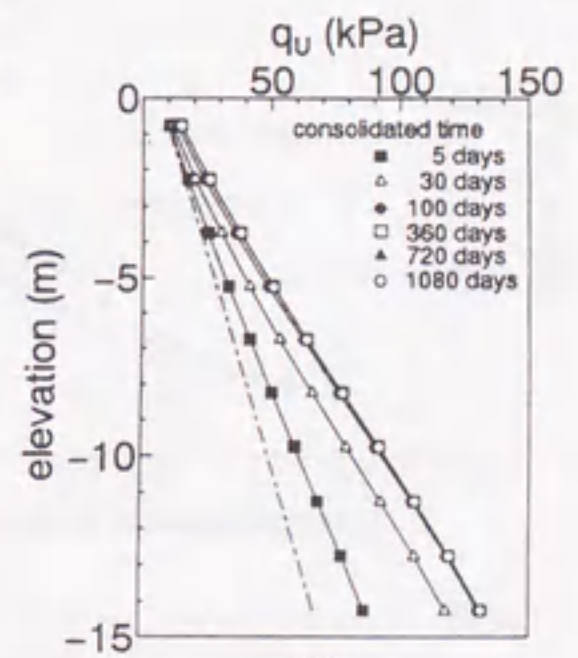


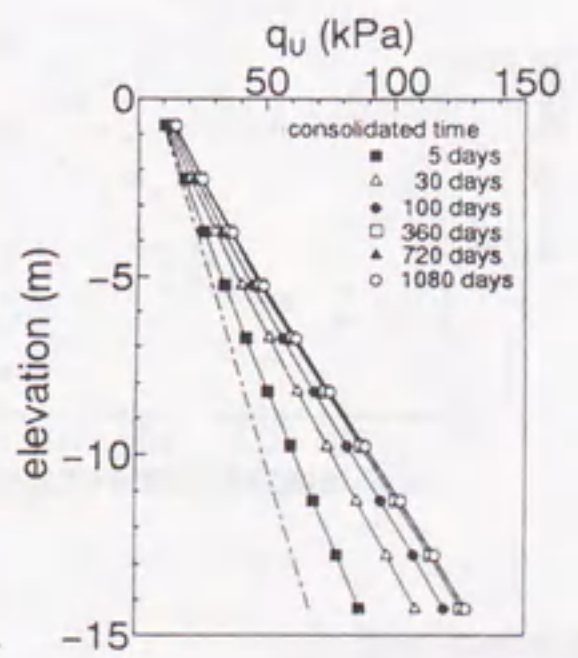
図 A5.1.4 3種類の境界条件



(a)

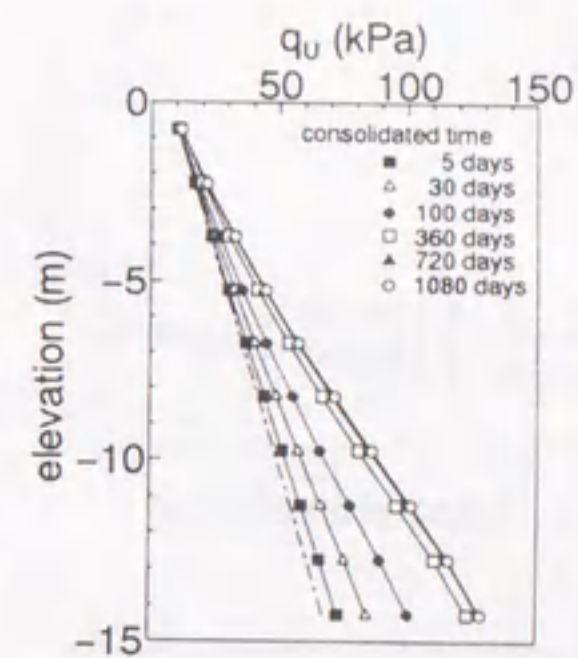


(b)

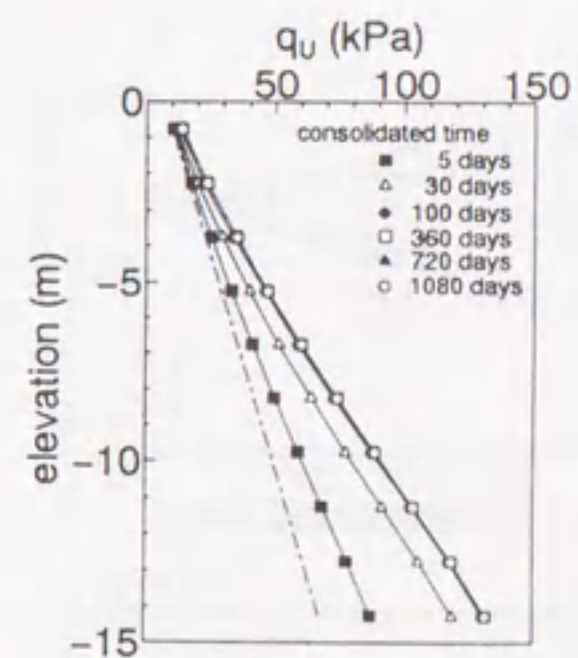


(c)

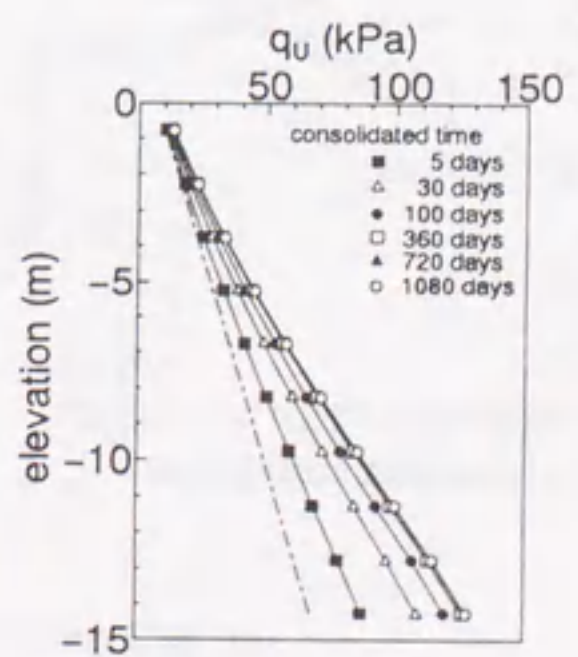
図 A5.1.5 改良地盤の一軸圧縮強度の経時変化 (rigid-rough)



(a)



(b)



(c)

図 A5.1.6 改良地盤の一軸圧縮強度の経時変化 (rigid-smooth)



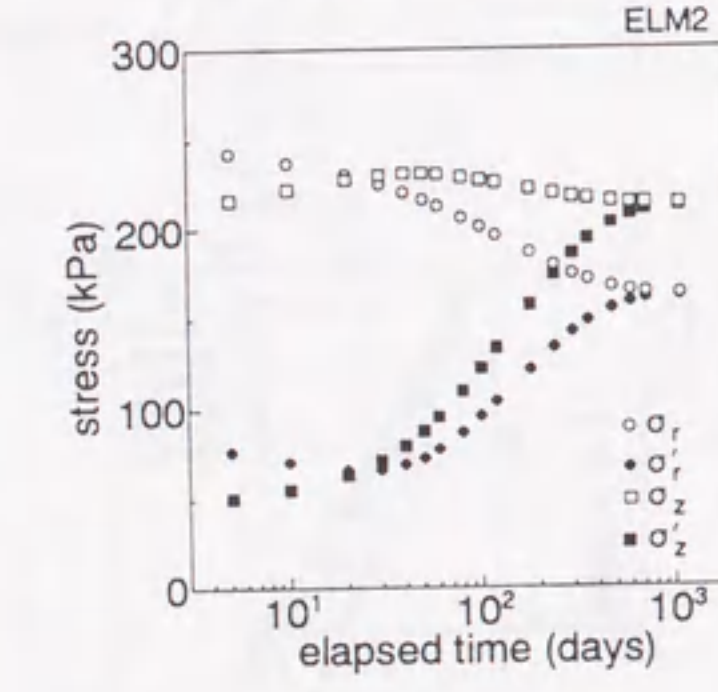
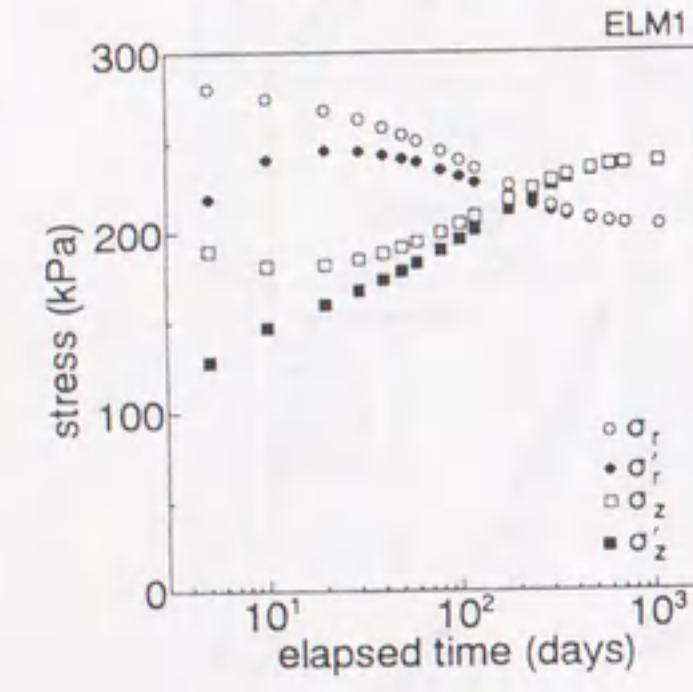
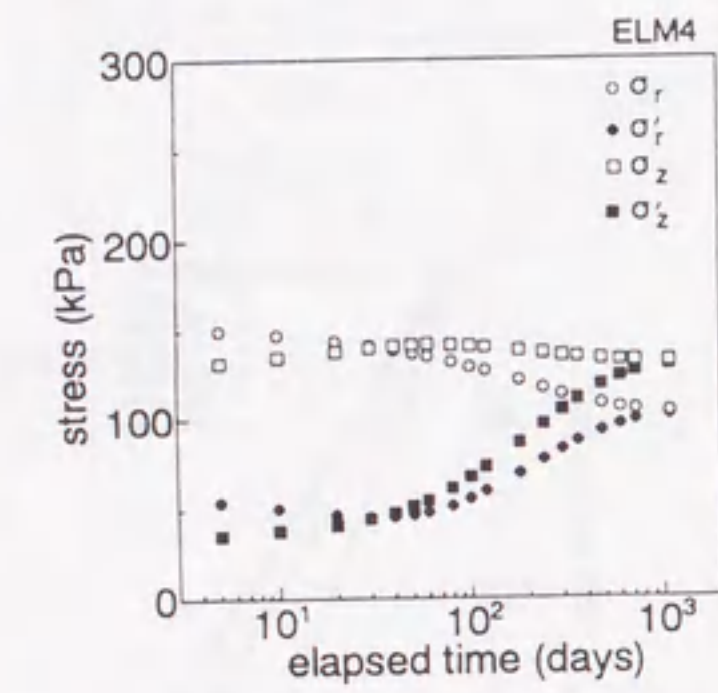
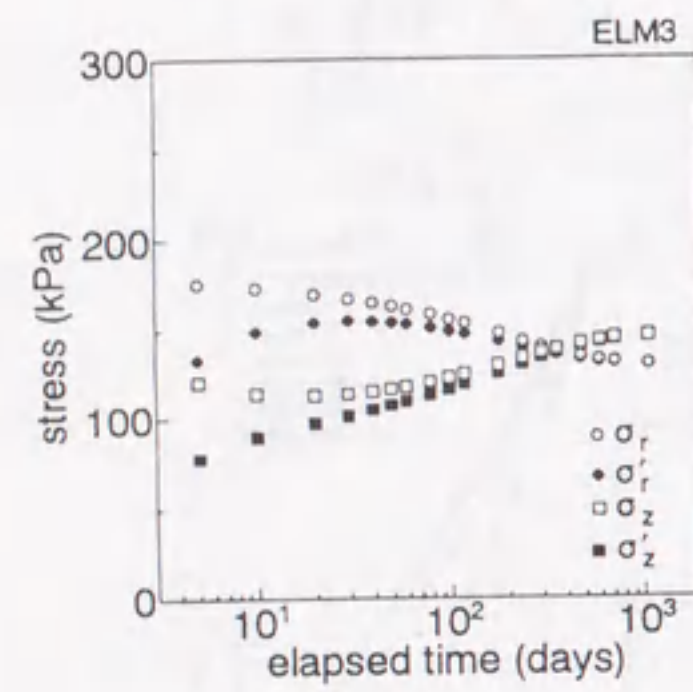
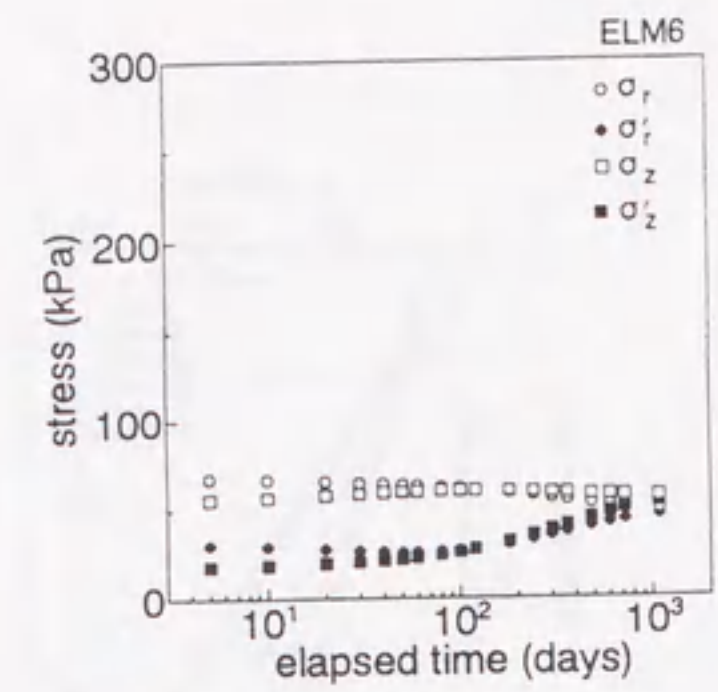
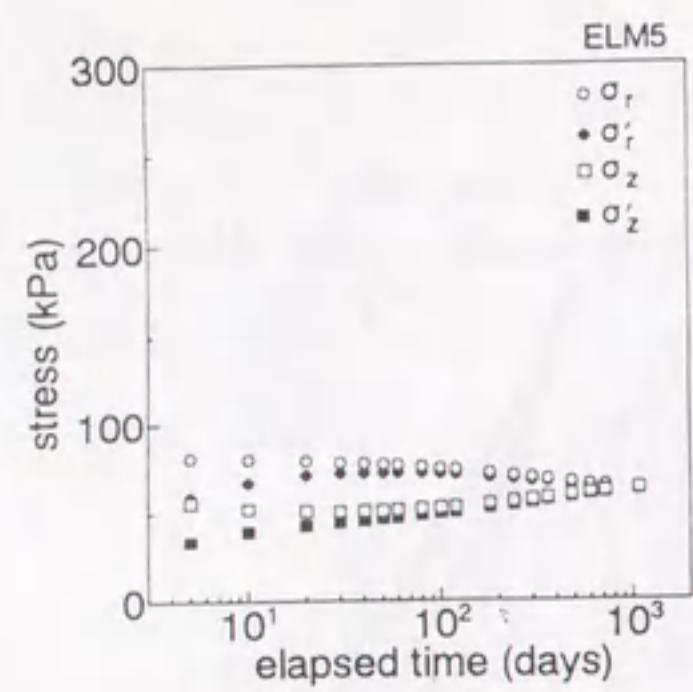


図 A5.1.7 地盤内応力の経時変化:方法 (a)

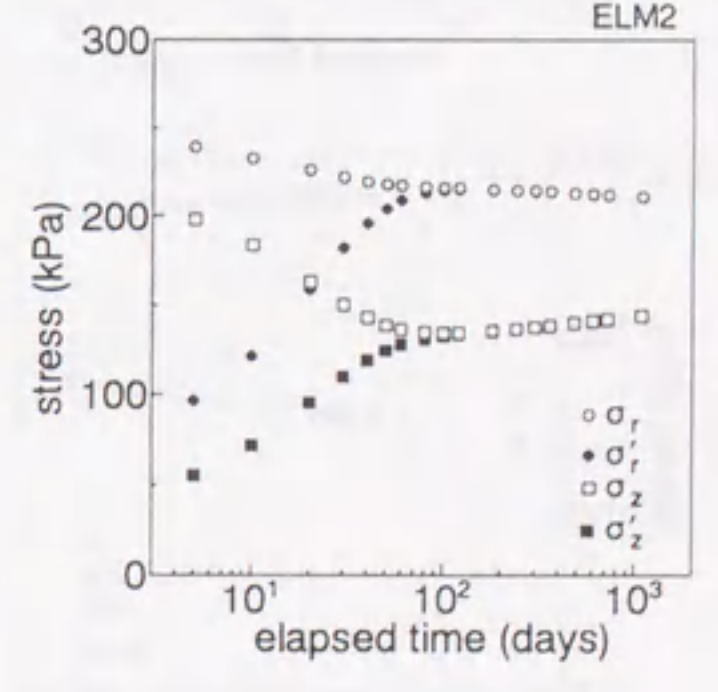
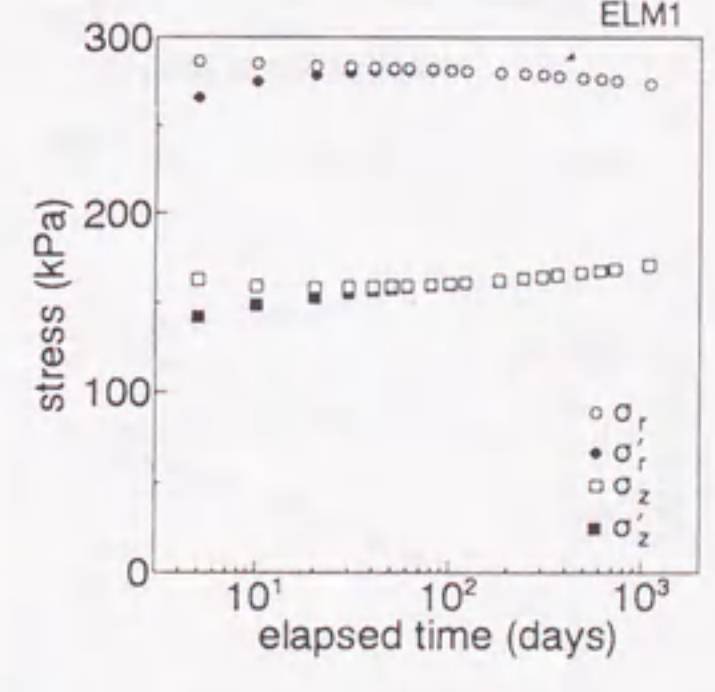
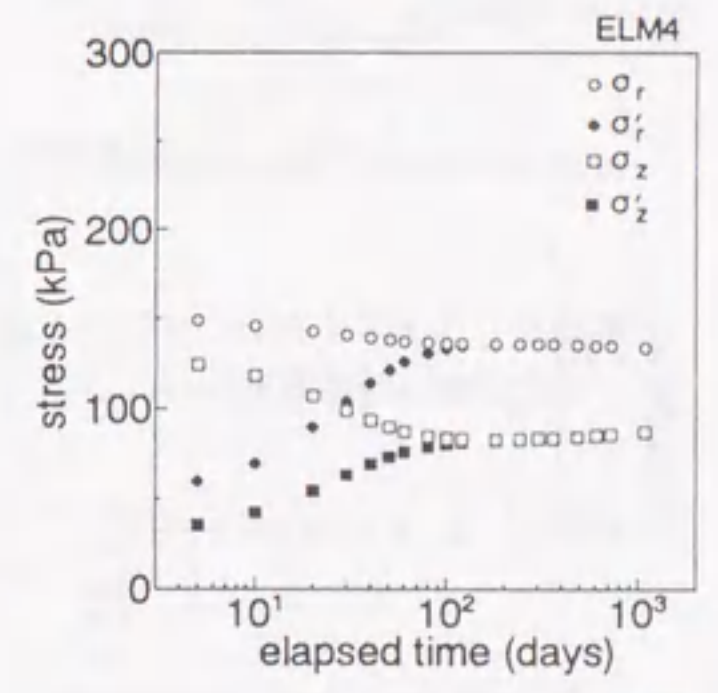
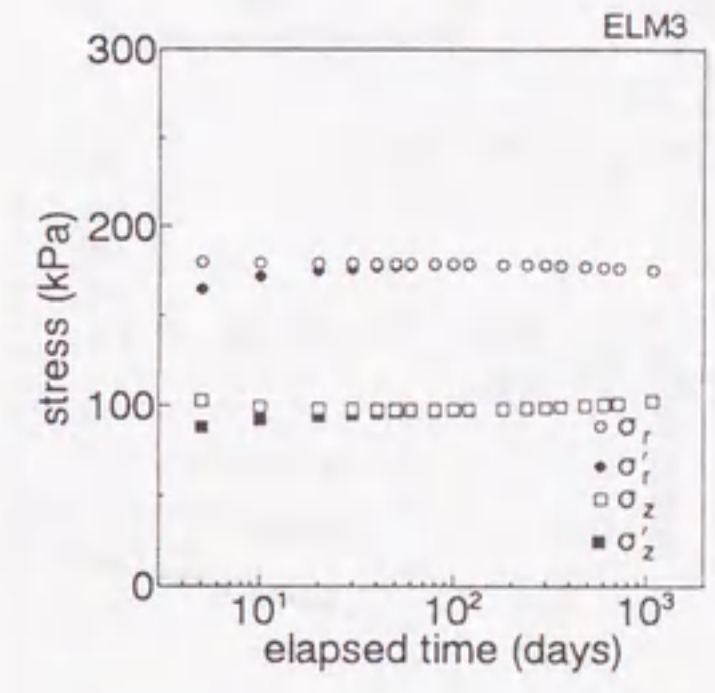
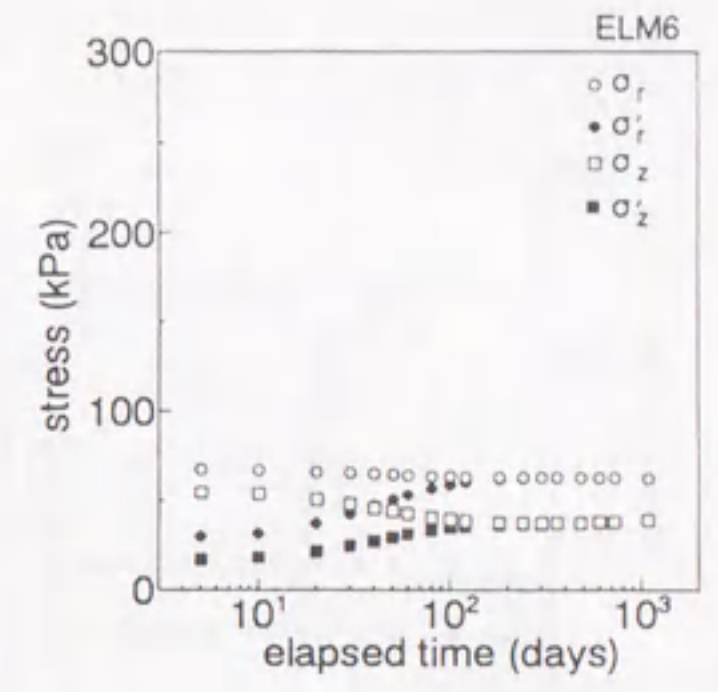
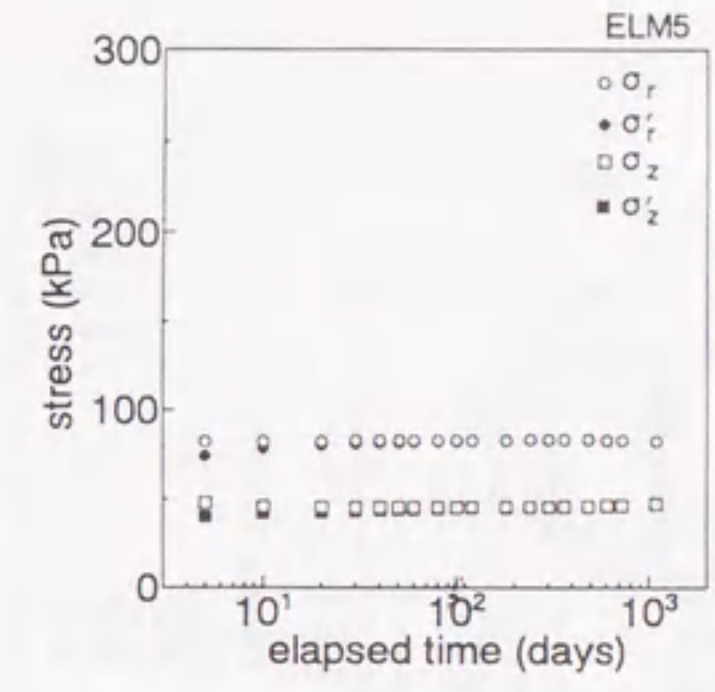


図 A5.1.8 地盤内応力の経時変化:方法 (b)



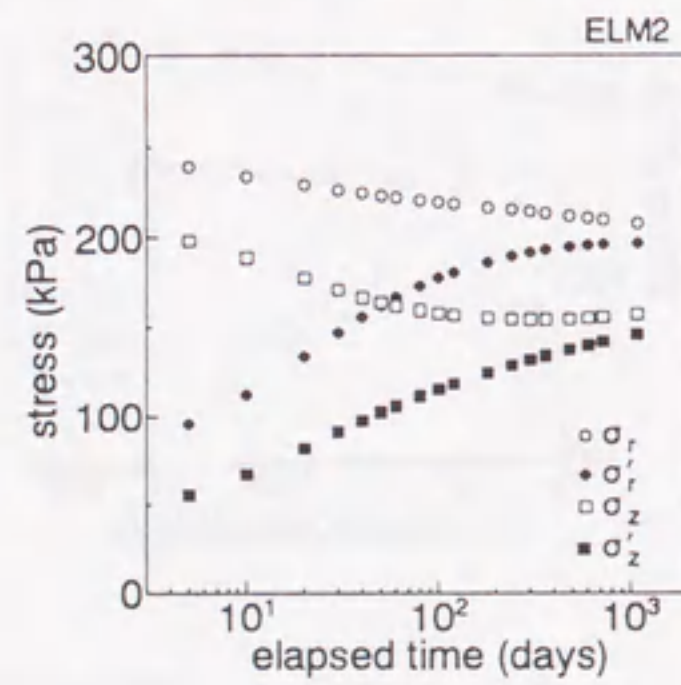
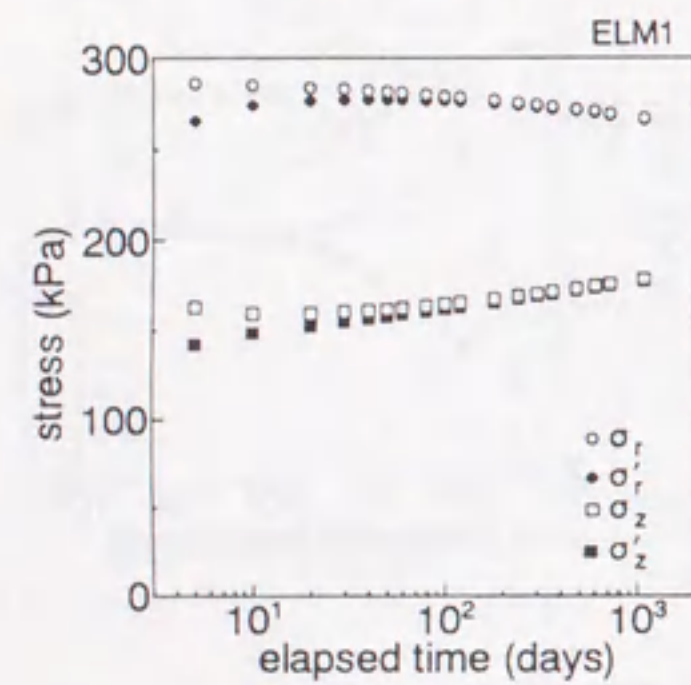
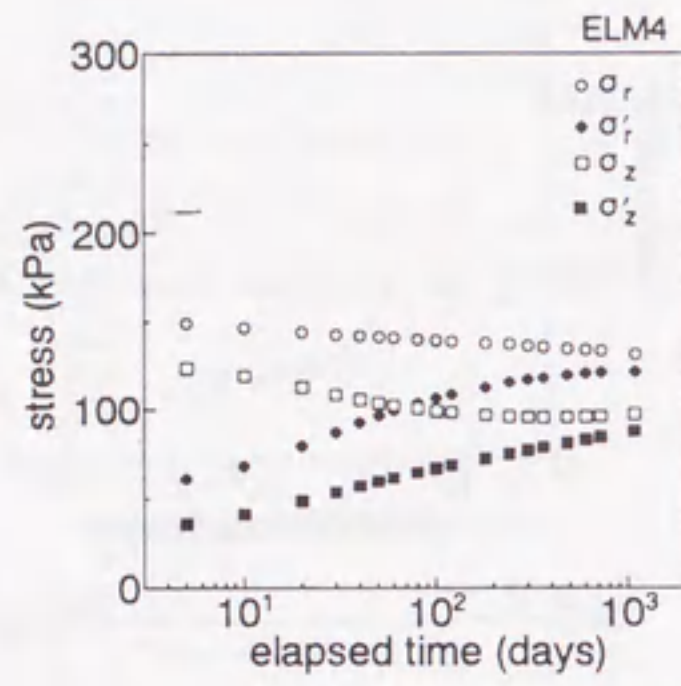
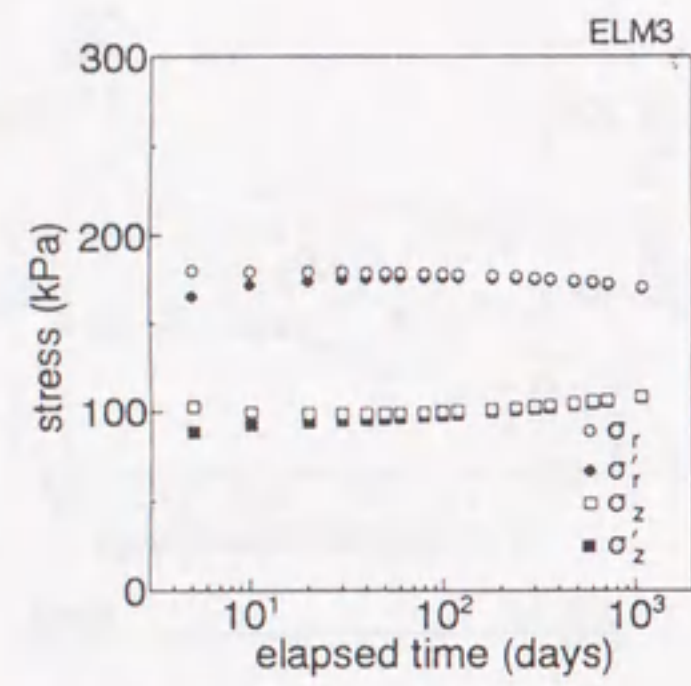
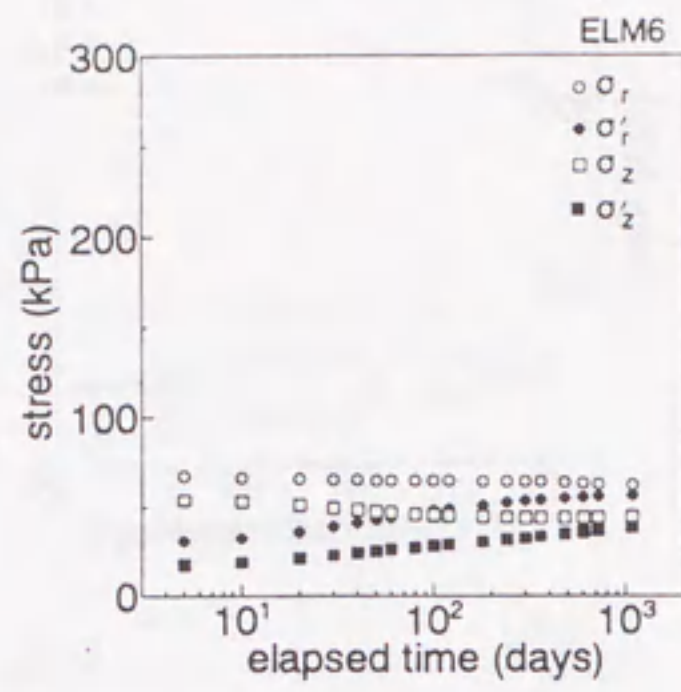
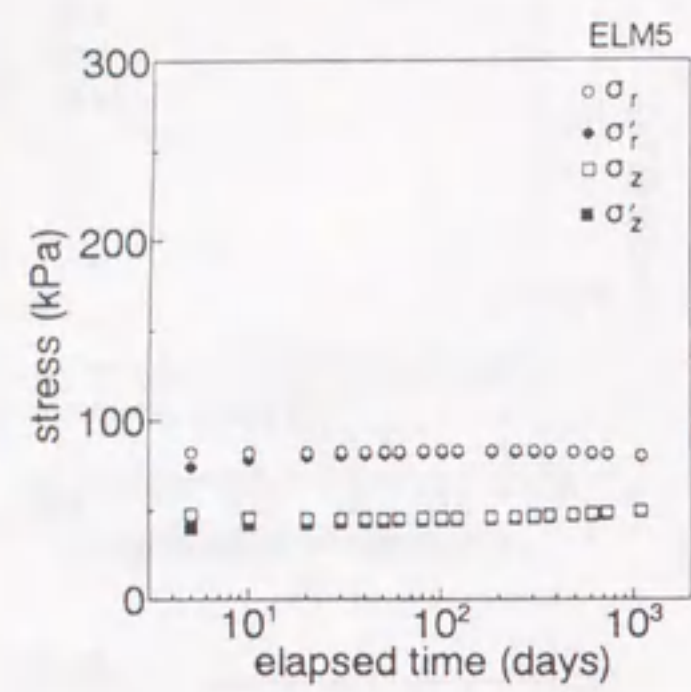


図 A5.1.9 地盤内応力の経時変化:方法 (c)

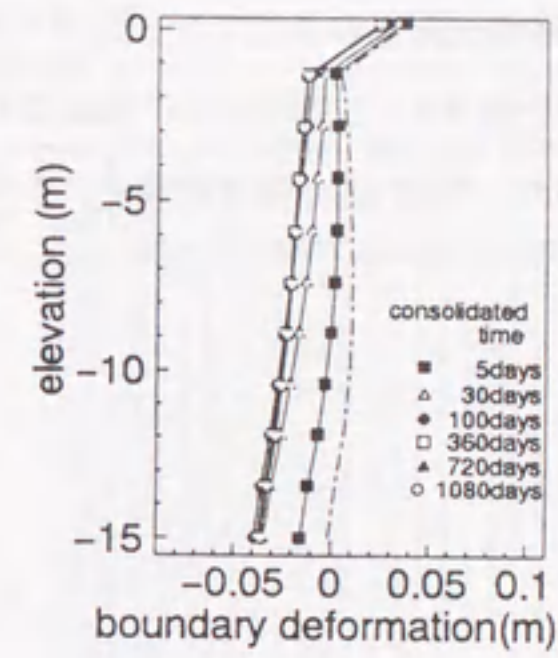


図 A5.1.10 砂杭 1 本あたり影響範囲 (境界面) の変動:方法 (b)

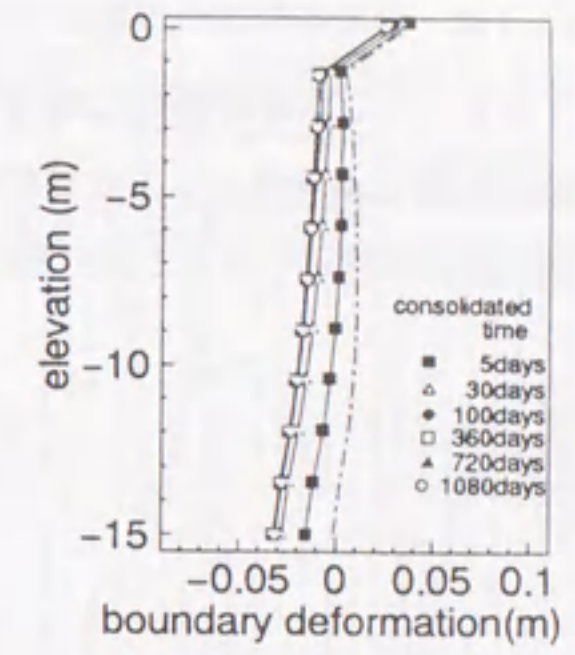


図 A5.1.11 砂杭 1 本あたり影響範囲 (境界面) の変動:方法 (c)



付録 A6.1 東京湾内土質柱状図<sup>18)</sup>

図 A6.1.1 は、建設省関東地方建設局が東京湾横断道路建設調査の目的で行ったボーリングの位置図である。このうち調査地点 No.27 の土質柱状図を図 A6.1.2 に示す。これによれば、沖積粘性土は深度 15m を境にして性質が若干異なるものの、深度 45m までは粘土、シルトを多く含む粘性土が堆積していることがわかる。

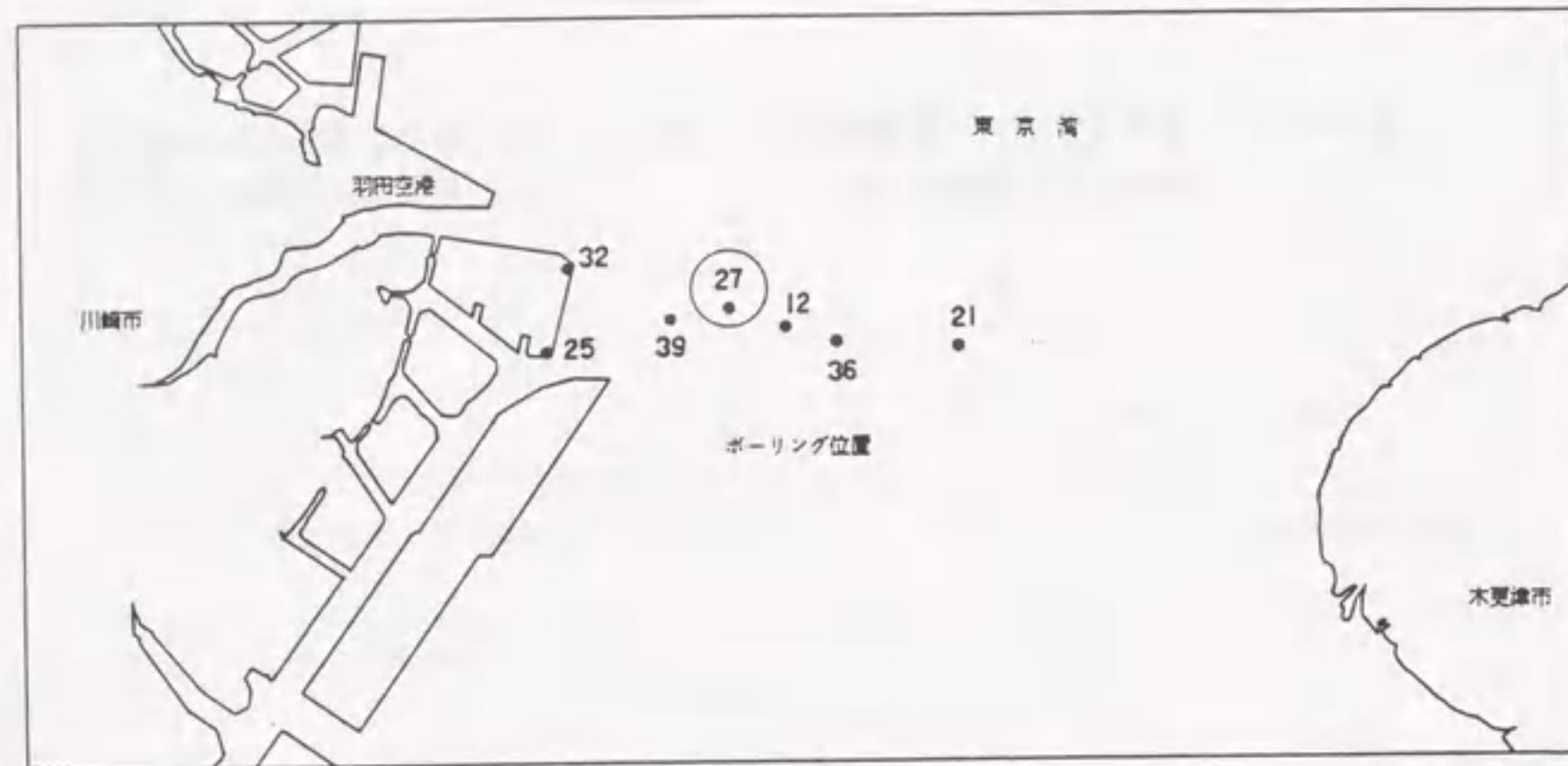


図 A6.1.1 ボーリング位置図<sup>18)</sup>

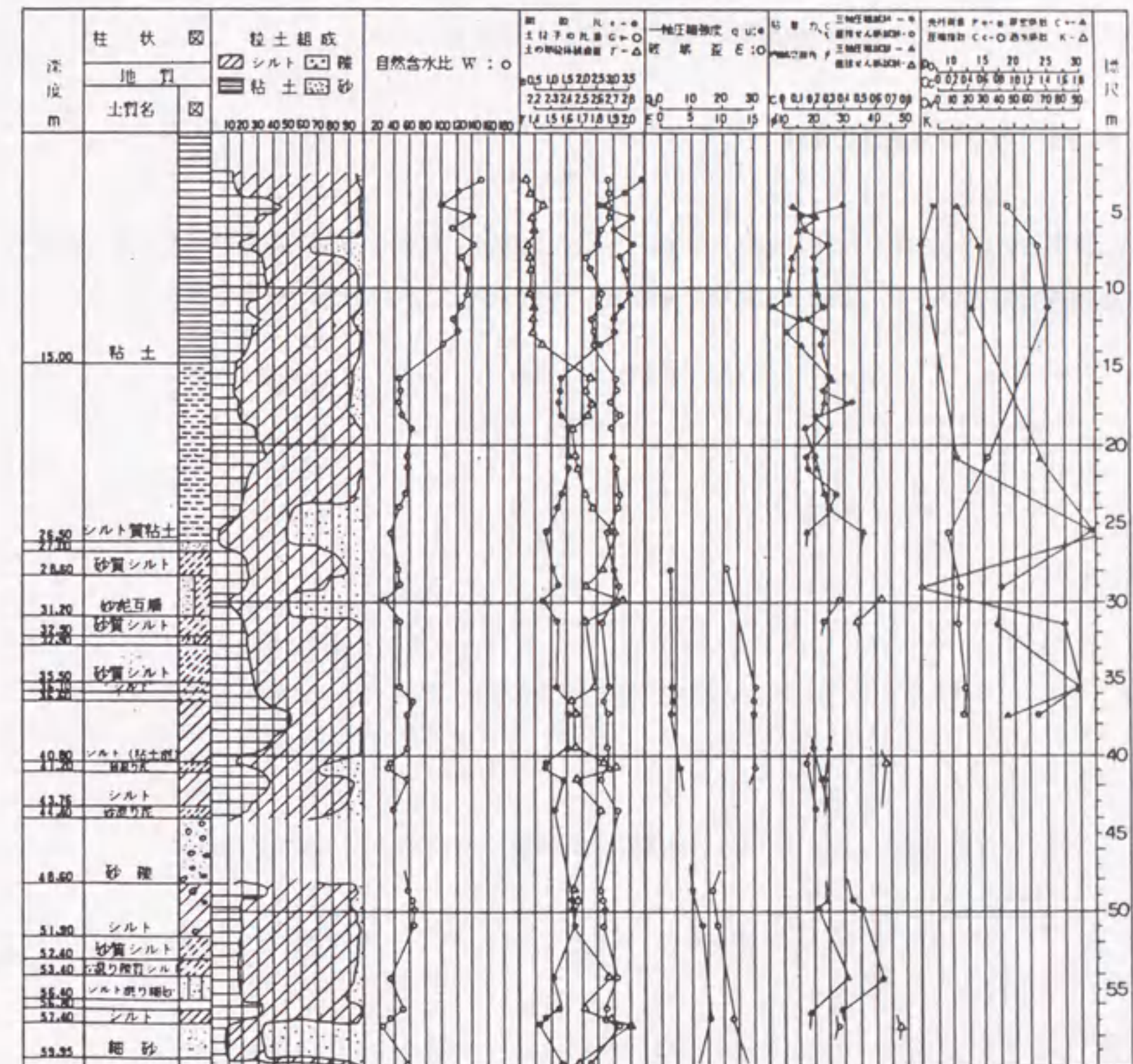


図 A6.1.2 土質柱状図 (No.27)<sup>18)</sup>



付録 A6.2 沈下計算結果の詳細

本付録では、まず各ケースにおける沈下計算結果の詳細を表で示し、さらに本文中には考慮していないが、ごみ層の自重圧密について検討した結果も述べる。

A6.2.1 沈下計算結果の詳細

以下の表にはそれぞれ各 CASE の区画B~D, 区画A, 区画Eの沈下計算結果を示す。順次掘削埋立方式の中で、上段が本文中の時点 [2], 下段が時点 [4] の段階の結果である。

-----  
CASE-1 B-D  
水深10m 掘削15m  
-----

\*\*\*\*\* 順次掘削埋立方式 \*\*\*\*\*

層構成	標高(m)	Cc/(1+e0)	層厚(m)	密度(tf/m <sup>3</sup> )	p0	dp	沈下量(m)	
Yc1	-5		15.0	0.40				
ごみ	10	0.31	15.0	0.12	0.90	6.00	4.11	
Yc2	25	0.24	20.0	0.70	8.80	6.00	1.08	
	45							
							計 2	5.20
層構成	標高(m)	e1	Cc/(1+e1)	層厚(m)	密度(tf/m <sup>3</sup> )	p0	dp	沈下量(m)
ごみ				5.2	1.12			
Yc1	-5		0.31	15.0	0.40	3.00	5.82	2.18
ごみ	10	2.26	0.43	10.9	0.12	6.65	5.82	1.28
Yc2	25	1.36	0.25	18.9	0.70	7.93	5.82	1.15
	45			50.0				
							計 4	4.60
							計 2+4	9.80

\*\*\*\*\* 従来方式 \*\*\*\*\*

層構成	標高(m)	Cc/(1+e0)	層厚(m)	密度(tf/m <sup>3</sup> )	p0	dp	沈下量(m)	
ごみ	-5		15.0	0.12				
Yc1	10	0.31	15.0	0.40	3.00	1.80	0.95	
Yc2	25	0.24	20.0	0.70	13.00	1.80	0.27	
	45							
							計	1.22
							ごみ容量比	1.53

-----  
CASE-1 A  
水深10m  
-----

\*\*\*\*\* 順次掘削埋立方式 \*\*\*\*\*

層構成	標高(m)	Cc/(1+e0)	層厚(m)	密度(tf/m <sup>3</sup> )	p0	dp	沈下量(m)	
Yc1	-5		15.0	0.40				
Yc1	10	0.31	15.0	0.40	3.00	6.00	2.22	
Yc2	25	0.24	20.0	0.70	13.00	6.00	0.79	
	45							
							計 2	3.01
層構成	標高(m)	e1	Cc/(1+e1)	層厚(m)	密度(tf/m <sup>3</sup> )	p0	dp	沈下量(m)
ごみ				3.0	1.12			
Yc1	-5		0.31	15.0	0.40	3.00	3.37	1.52
Yc1	10	2.83	0.37	12.8	0.40	8.56	3.37	0.67
Yc2	25	1.40	0.25	19.2	0.70	11.84	3.37	0.52
	45			50.0				
							計 4	2.72
							計 2+4	5.73

-----  
CASE-1 E  
水深10m 掘削15m  
-----

\*\*\*\*\* 順次掘削埋立方式 \*\*\*\*\*

層構成	標高(m)	Cc/(1+e0)	層厚(m)	密度(tf/m <sup>3</sup> )	p0	dp	沈下量(m)	
ごみ	-5		15.0	0.12				
ごみ	10	0.31	15.0	0.12	0.90	1.80	2.22	
Yc2	25	0.24	20.0	0.70	8.80	1.80	0.39	
	45							
							計 2	2.61
層構成	標高(m)	e1	Cc/(1+e1)	層厚(m)	密度(tf/m <sup>3</sup> )	p0	dp	沈下量(m)
ごみ				2.6	1.12			
ごみ	-5		0.31	15.0	0.12	0.90	2.92	2.92
ごみ	10	2.83	0.37	12.8	0.12	2.57	2.92	1.54
Yc2	25	1.45	0.24	19.6	0.70	8.40	2.92	0.62
	45			50.0				
							計 4	5.08
							計 2+4	7.69



CASE-2 B-D  
水深15m 掘削20m

\*\*\*\*\* 順次掘削埋立方式 \*\*\*\*\*

層構成	標高(m)	Cc/(1+e0)	層厚(m)	密度(tf/m3)	p0	dp	沈下量(m)
Yc1+Yc2	-5	0.29	20.0	0.48			
ごみ	15	0.31	20.0	0.12	1.20	9.50	5.89
Yc2	35	0.24	10.0	0.70	5.90	9.50	1.00
	45						
計 2							6.89

層構成	標高(m)	e1	Cc/(1+e1)	層厚(m)	密度(tf/m3)	p0	dp	沈下量(m)
ごみ				6.9	1.12			
Yc1+Yc2	-5		0.29	20.0	0.48	4.75	7.72	2.45
ごみ	15	2.16	0.44	14.1	0.12	10.35	7.72	1.51
Yc2	35	1.24	0.27	9.0	0.70	4.84	7.72	0.99
	45			50.0				
計 4							4.95	
計 2+4							11.84	

\*\*\*\*\* 従来方式 \*\*\*\*\*

層構成	標高(m)	Cc/(1+e0)	層厚(m)	密度(tf/m3)	p0	dp	沈下量(m)
ごみ	-5	0.31	20.0	0.12			
Yc1	15	0.31	15.0	0.40	3.00	2.40	1.19
Yc2	30	0.24	15.0	0.70	11.25	2.40	0.30
	45						
計							1.49
ごみ容量比							1.48

CASE-2 A  
水深15m

\*\*\*\*\* 順次掘削埋立方式 \*\*\*\*\*

層構成	標高(m)	Cc/(1+e0)	層厚(m)	密度(tf/m3)	p0	dp	沈下量(m)
Yc1	-5		20.0	0.40			
Yc1	15	0.31	20.0	0.40	4.00	8.00	2.96
Yc2	35	0.24	10.0	0.70	11.50	8.00	0.55
	45						
計 2							3.51

層構成	標高(m)	e1	Cc/(1+e1)	層厚(m)	密度(tf/m3)	p0	dp	沈下量(m)
ごみ				3.5	1.12			
Yc1	-5		0.31	20.0	0.40	4.00	3.93	1.84
Yc1	15	2.83	0.37	17.0	0.40	11.41	3.93	0.80
Yc2	35	1.36	0.25	9.4	0.70	10.12	3.93	0.34
	45			50.0				
計 4							2.98	
計 2+4							6.49	

CASE-2 E  
水深15m 掘削20m

\*\*\*\*\* 順次掘削埋立方式 \*\*\*\*\*

層構成	標高(m)	Cc/(1+e0)	層厚(m)	密度(tf/m3)	p0	dp	沈下量(m)
ごみ	-5		20.0	0.12			
ごみ	15	0.31	20.0	0.12	1.20	2.40	2.96
Yc2	35	0.24	10.0	0.70	5.90	2.40	0.36
	45						
計 2							3.31

層構成	標高(m)	e1	Cc/(1+e1)	層厚(m)	密度(tf/m3)	p0	dp	沈下量(m)
ごみ				3.3	1.12			
ごみ	-5		0.31	20.0	0.12	1.20	3.71	3.79
ごみ	15	2.83	0.37	17.0	0.12	3.42	3.71	1.99
Yc2	35	1.41	0.25	9.6	0.70	5.42	3.71	0.54
	45			50.0				
計 4							6.32	
計 2+4							9.64	

CASE-3 B-D  
水深20m 掘削25m

\*\*\*\*\* 順次掘削埋立方式 \*\*\*\*\*

層構成	標高(m)	Cc/(1+e0)	層厚(m)	密度(tf/m3)	p0	dp	沈下量(m)
Yc1+Yc2	-5	0.28	25.0	0.52			
ごみ	20	0.31	25.0	0.12	1.50	13.00	7.64
Yc2	45	0.24	5.0	0.70	4.75	13.00	0.69
	50						
計 2							8.32

層構成	標高(m)	e1	Cc/(1+e1)	層厚(m)	密度(tf/m3)	p0	dp	沈下量(m)
ごみ				8.3	1.12			
Yc1+Yc2	-5		0.28	25.0	0.52	6.50	9.32	2.72
ごみ	20	2.12	0.45	17.4	0.12	14.04	9.32	1.72
Yc2	45	1.15	0.28	4.3	0.70	3.59	9.32	0.67
	50			55.0				
計 4							5.11	
計 2+4							13.44	

\*\*\*\*\* 従来方式 \*\*\*\*\*

層構成	標高(m)	Cc/(1+e0)	層厚(m)	密度(tf/m3)	p0	dp	沈下量(m)
ごみ	-5	0.31	25.0	0.12			
Yc1	20	0.31	15.0	0.40	3.00	3.00	1.40
Yc2	35	0.24	15.0	0.70	11.25	3.00	0.37
	50						
計							1.77
ごみ容量比							1.44

CASE-3 A  
水深20m

\*\*\*\*\* 順次掘削埋立方式 \*\*\*\*\*

層構成	標高(m)	Cc/(1+e0)	層厚(m)	密度(tf/m3)	p0	dp	沈下量(m)
Yc1	-5		25.0	0.40			
Yc1	20	0.31	25.0	0.40	5.00	10.00	3.70
Yc2	45	0.24	5.0	0.70	11.75	10.00	0.32
	50						
計 2							4.02

層構成	標高(m)	e1	Cc/(1+e1)	層厚(m)	密度(tf/m3)	p0	dp	沈下量(m)
ごみ				4.0	1.12			
Yc1	-5		0.31	25.0	0.40	5.00	4.50	2.16
Yc1	20	2.83	0.37	21.3	0.40	14.26	4.50	0.93
Yc2	45	1.33	0.26	4.7	0.70	10.16	4.50	0.19
	50			55.0				
計 4							3.28	
計 2+4							7.30	

CASE-3 E  
水深20m 掘削25m

\*\*\*\*\* 順次掘削埋立方式 \*\*\*\*\*

層構成	標高(m)	Cc/(1+e0)	層厚(m)	密度(tf/m3)	p0	dp	沈下量(m)
ごみ	-5		25.0	0.12			
ごみ	20	0.31	25.0	0.12	1.50	3.00	3.70
Yc2	45	0.24	5.0	0.70	4.75	3.00	0.26
	50						
計 2							3.95

層構成	標高(m)	e1	Cc/(1+e1)	層厚(m)	密度(tf/m3)	p0	dp	沈下量(m)
ごみ				4.0	1.12			
ごみ	-5		0.31	25.0	0.12	1.50	4.43	4.62
ごみ	20	2.83	0.37	21.3	0.12	4.28	4.43	2.40
Yc2	45	1.37	0.25	4.7	0.70	4.22	4.43	0.37
	50			55.0				
計 4							7.40	
計 2+4							11.35	



A6.2.2 ごみ層の自重圧密の考え方

一次元圧密条件での自重圧密沈下量の求め方には、三笠・高田<sup>19)</sup>による方法がある。これは圧密中の層厚減少と自重の影響を考慮した圧密方程式をたて、差分法によって解を求めるものである。ここでは、さらに簡単に自重圧密沈下量を求める方法を考えてみた。

CASE-1(水深10m, 掘削深さ15m)において、ごみ層の深さz(m)における自重による比体積変化量 $\Delta v$ が次式で与えられるとする。

$$\Delta v(z) = C_c \cdot \log \left( \frac{p'_0 + \gamma'z}{p'_0} \right)$$

ここに、 $C_c$ は圧縮指数、 $p'_0$ はごみの単位埋立て層厚(ここでは1mとする)から求まる初期有効応力、 $\gamma'z$ は最終的なそのごみ層の有効土被り圧である。このとき、全層にわたる沈下量 $\Delta S$ は次式で求められる。

$$\Delta S = \int_0^H \frac{\Delta v(z)}{v_0} dz$$

ここではごみ層を $\Delta z=1m$ ごとに分割し、次式によって沈下量を求めた。

$$\Delta S = \sum \frac{\Delta v(z)}{v_0} \Delta z$$

本方法を用いて、CASE-1の区画B~Dにおける沈下計算を行った。まずごみ層15mの自重圧密後およびその後浚渫土載荷による圧密後の比体積変化 $\Delta v(z)$ を図A6.2.1に示す。自重圧密後の比体積分布は、高田<sup>19)</sup>の計算結果とよく相似している。これらの比体積変化から上式によって沈下量を求めた結果を以下に示す。

ケース	沈下量 (m)
自重圧密のみ	4.84
自重圧密+浚渫土載荷	6.65
浚渫土載荷(自重圧密考慮せず)	4.63

さらに全体の沈下量を計算し、従来方式と比較したのが以下の表である。

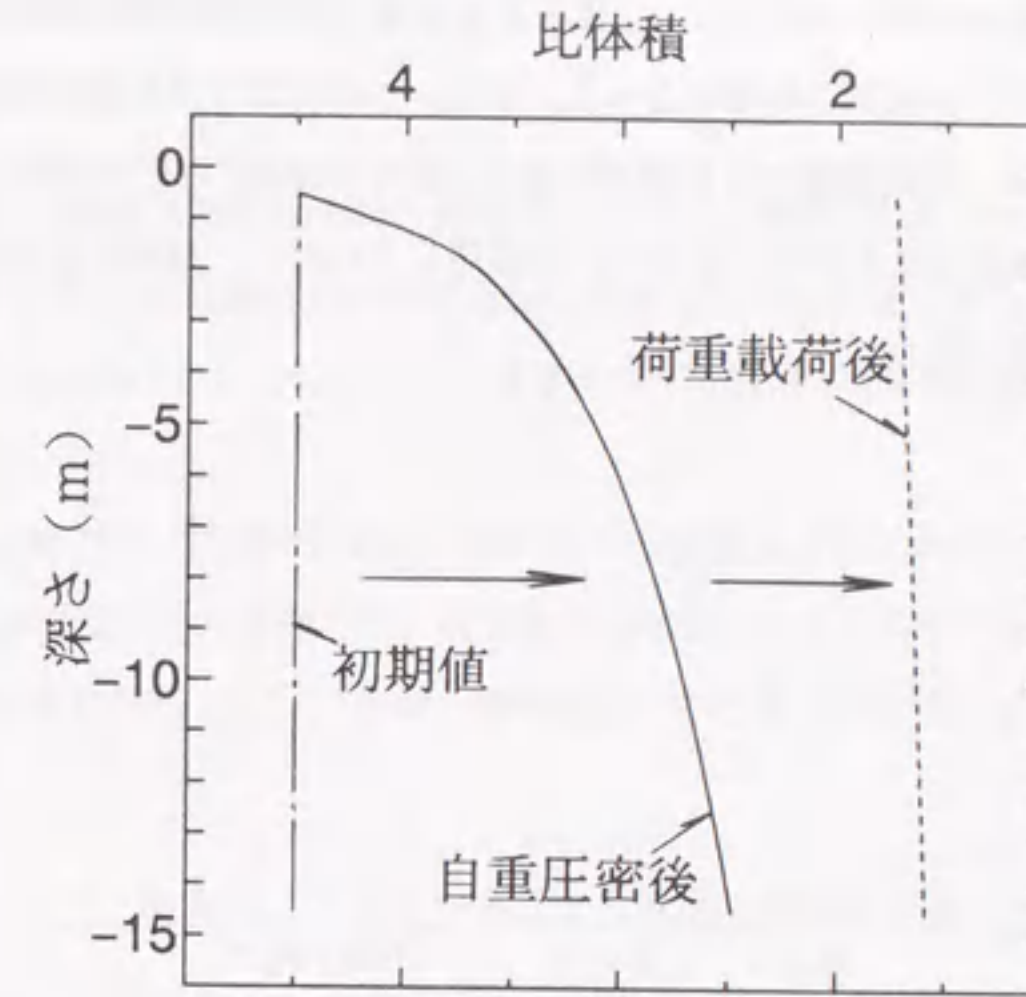


図 A6.2.1 比体積変化

CASE-1  
水深10m 掘削15m

\*\*\*\*\* 順次掘削埋立方式 \*\*\*\*\*

層構成	標高 (m)	$C_c/(1+e_0)$	層厚 (m)	密度 (tf/m <sup>3</sup> )	$p_0$	$d_p$	沈下量 (m)
Yc1	-5		15.0	0.40			
ごみ	10	0.31	15.0	0.12	0.90	6.00	6.65
Yc2	25	0.24	20.0	0.70	8.80	6.00	1.08
	45						
計 2							7.73

層構成	標高 (m)	$e_1$	$C_c/(1+e_1)$	層厚 (m)	密度 (tf/m <sup>3</sup> )	$p_0$	$d_p$	沈下量 (m)
ごみ				7.7	1.12			1.93
Yc1	-5		0.31	15.0	0.40	3.00	8.66	2.74
ごみ	10	2.26	0.43	8.4	0.12	6.50	8.66	1.32
Yc2	25	1.36	0.25	18.9	0.70	7.62	8.66	1.58
	45			50.0				
計 4							7.57	
計 2+4							15.31	

\*\*\*\*\* 従来方式 \*\*\*\*\*

層構成	標高 (m)	$C_c/(1+e_0)$	層厚 (m)	密度 (tf/m <sup>3</sup> )	$p_0$	$d_p$	沈下量 (m)
ごみ	-5	0.31	15.0	0.12			4.84
Yc1	10	0.31	15.0	0.40	3.00	1.80	0.95
Yc2	25	0.24	20.0	0.70	13.00	1.80	0.27
	45						
計							6.06
ごみ容量比							1.44



従来方式との処分容量の比率については、自重圧密を考慮しない場合が1.53、自重圧密を考慮する場合が1.44となり、ほぼ同じ結果となった。また、この方法では自重圧密沈下量を簡単に求めることができるが、初期状態からの層厚の変化(座標の変化)などを考慮していないため、ここではあくまで概算値にとどめ、本文中には採用していない。厳密に沈下量を求めるにはより詳細な計算が必要である。

### 付録 A6.3 大深度掘削安定解析

東京湾における海底大深度掘削時の安定検討を行う。検討の目的は大深度掘削時において発揮される SCP 打設後の杭間粘土の強度増加効果をしらべることである。検討するのは本文中で取上げた表 A6.3.1 の 3 ケースとする。各ケースの勾配 1:1 の断面を図 A6.3.1~図 A6.3.3 に示す。

本論文中 5.4 節で行った解析によると掘削後の安全率は長期的に低下するものの、今回取扱う深度 15~25m 程度の水中掘削では、その低下の程度は小さいものであった。そこで今回はすべて短期安定のみの検討とした。なお、掘削斜面ののり肩上部のサンドマットなどの荷重は考慮していない。

表 A6.3.1 各ケースごとの水深、掘削深さ他 単位:m

ケース	水深(標高) ( $Y_{c1}$ 層上端)	$Y_{c2}$ 層 上端	$Y_{c2}$ 層 下端	掘削深さ
CASE-1	-10	-25	-45	15
CASE-2	-15	-30	-45	20
CASE-3	-20	-35	-50	25

水~土骨格連成極限つりあい理論に基づく剛塑性有限要素解析プログラム RPFEM によって以下の順に計算を行う。

- (1) 各ケースにおいて斜面勾配を変化させたときの無処理時の安全率
- (2) 各ケースにおいて斜面勾配を 1:1 としたときの地盤改良後の安全率

なお計算にあたって用いた土質パラメータは、本文中表 6.9 より次のように求めた。

表 A6.3.2 土質条件

	$\lambda$	$\kappa$	$M$	$K_0$	$e_0$
$Y_{c1}$	0.61	0.28	0.96	0.59	3.5
$Y_{c2}$	0.26	0.096	1.10	0.53	1.5



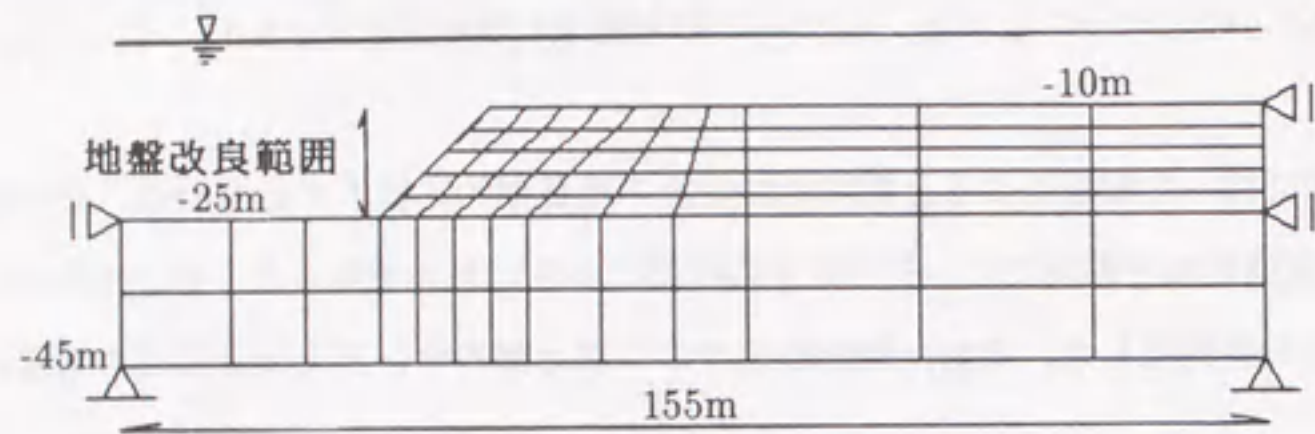


図 A6.3.1 CASE-1 の掘削断面 (勾配 1:1)

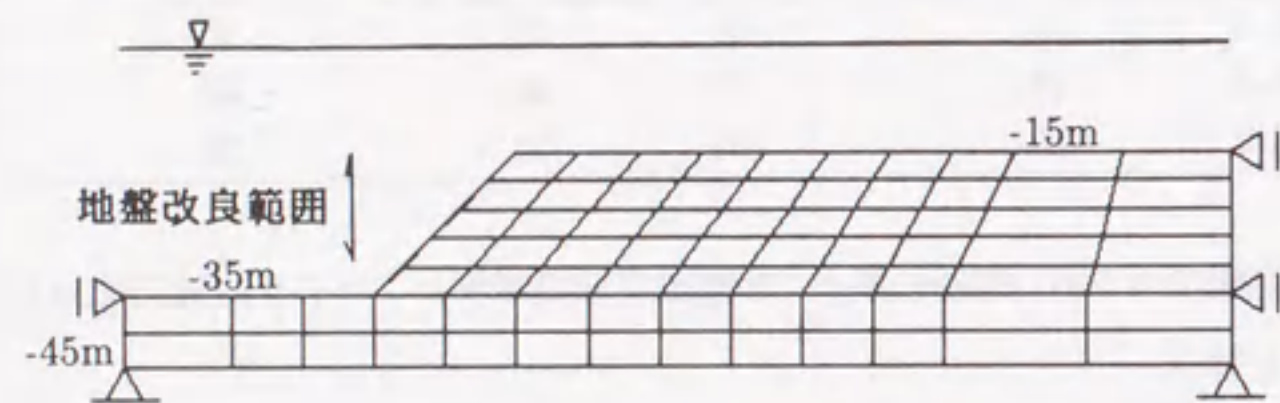


図 A6.3.2 CASE-2 の掘削断面 (勾配 1:1)

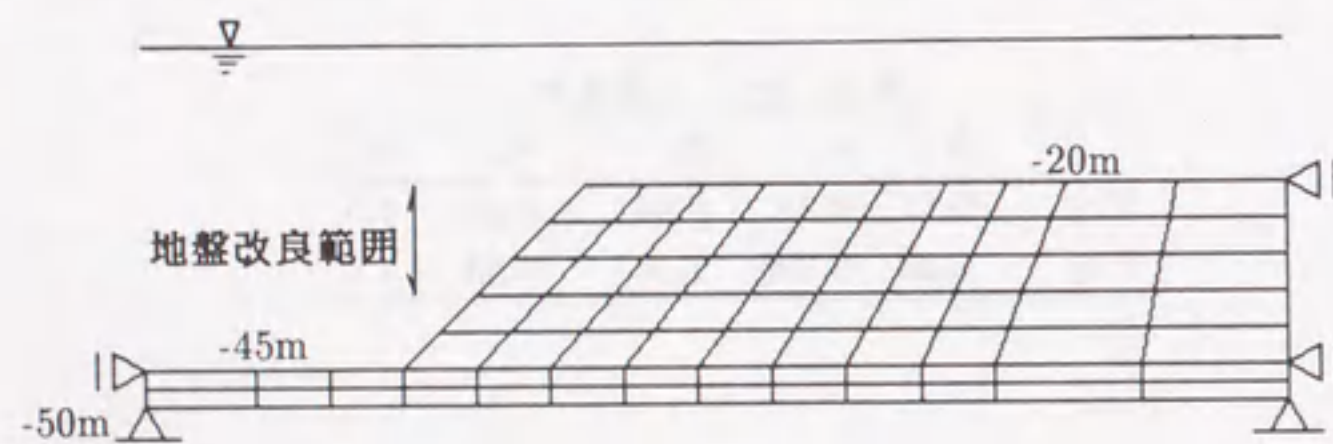


図 A6.3.3 CASE-3 の掘削断面 (勾配 1:1)

### 6.3.1 各ケースにおいて斜面勾配を変化させたときの無処理時の安全率

ここでは斜面勾配を、1:0.5, 1:1, 1:2 の3パターンに変化させて、掘削深度の異なる3ケースについての解析を行った。解析結果を以下に示す。

ケース	掘削深度 H(m)	斜面勾配 (1:a)		
		a=0.5	a=1.0	a=2.0
CASE-1	15	0.834	1.173	1.404
CASE-2	20	0.873	1.149	1.637
CASE-3	25	0.862	1.107	1.874

図 A6.3.4 は各ケースの斜面勾配と安全率の関係である。これによると掘削勾配 1:0.5 および 1:1 では各ケース間でほとんど差がないこと、また掘削勾配 1:0.5 および 1:1 では、いずれのケースも安全率 1.2 を満たさず、なんらかの対策が必要であることがわかる。

図 A6.3.5~図 A6.3.7 は、CASE-2 における、掘削斜面勾配の異なる3パターンの塑性流れ図および破壊時過剰間隙水圧分布図である。

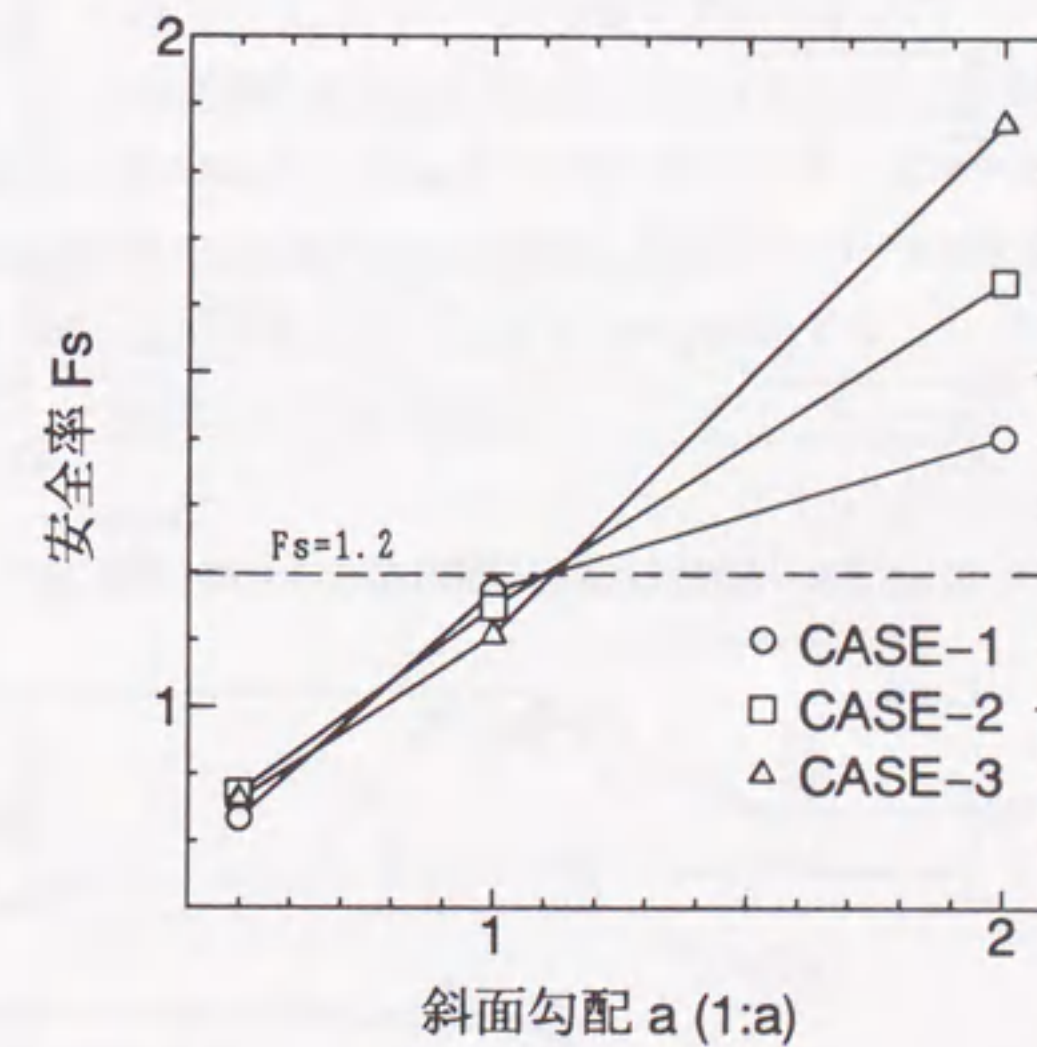


図 A6.3.4 掘削斜面勾配と安全率の関係



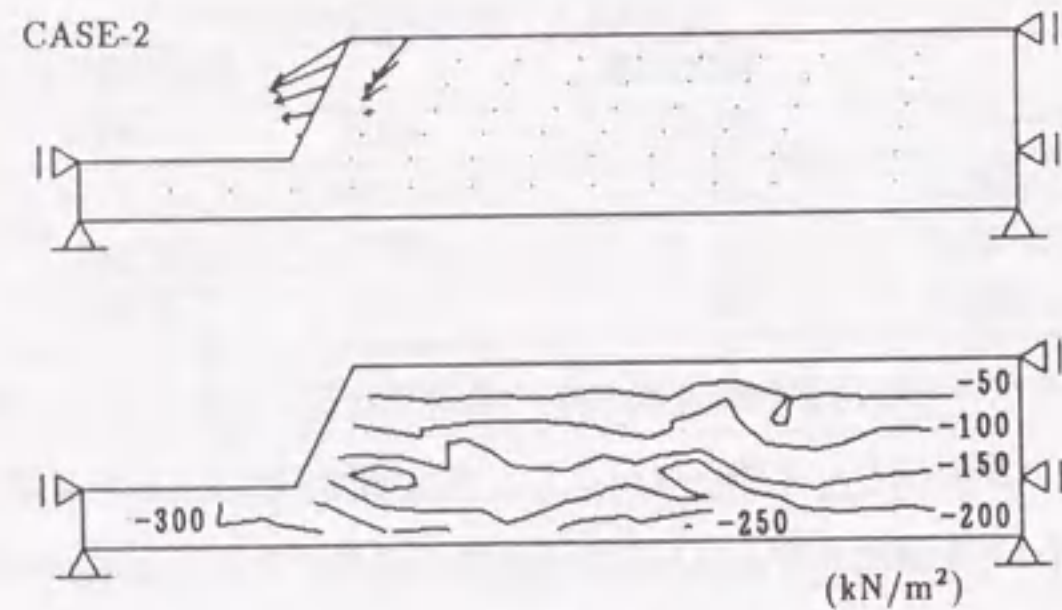


図 A6.3.5 塑性流れ図と過剰間隙水圧分布 (勾配 1:0.5)

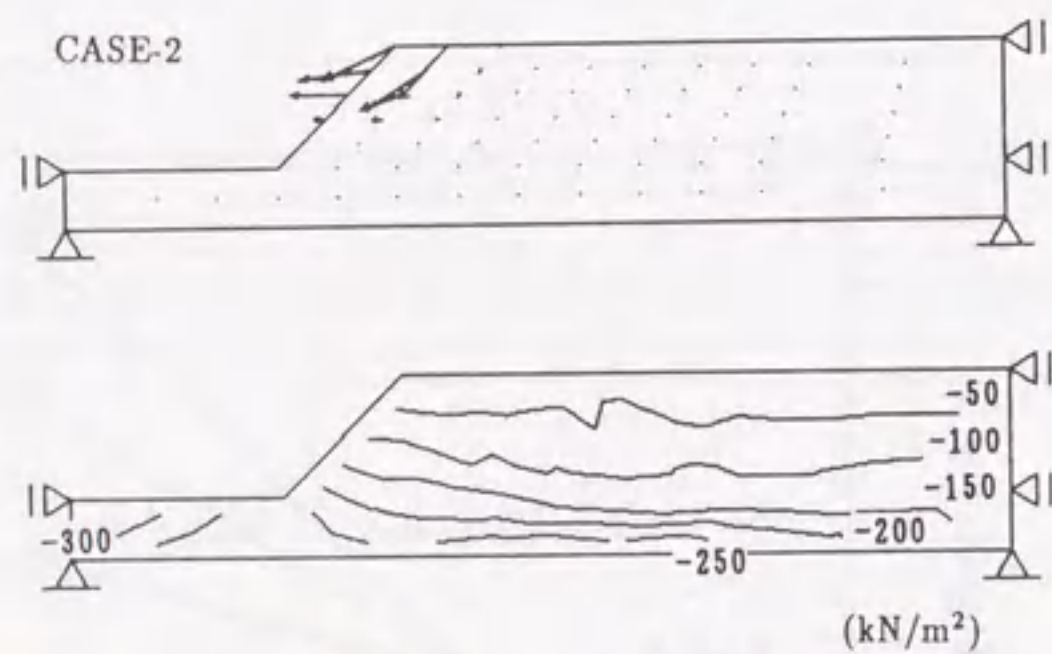


図 A6.3.6 塑性流れ図と過剰間隙水圧分布 (勾配 1:1)

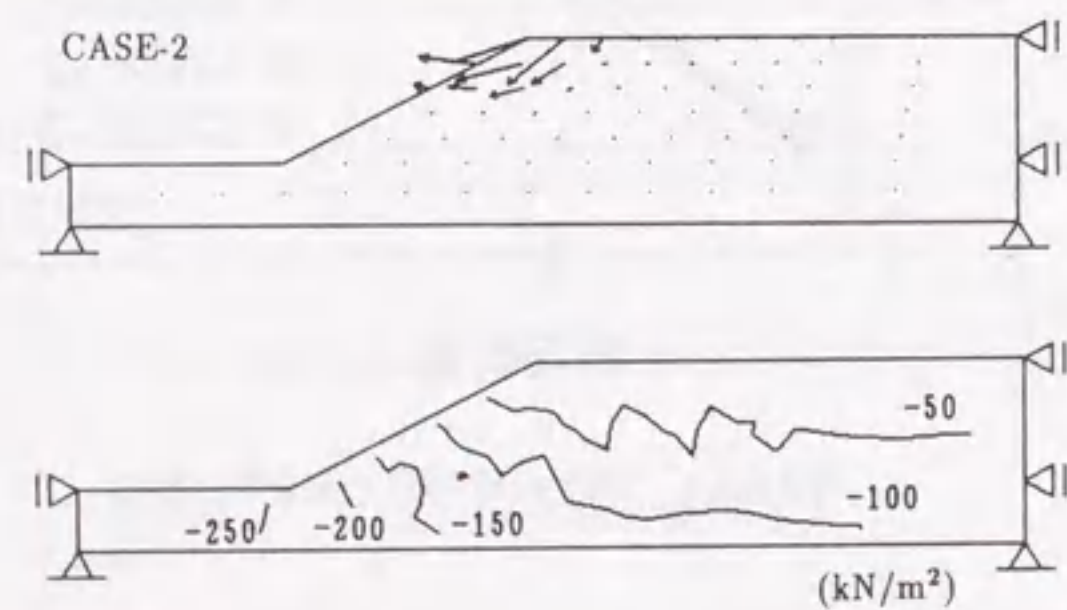


図 A6.3.7 塑性流れ図と過剰間隙水圧分布 (勾配 1:2)

### 6.3.2 各ケースにおいて斜面勾配を 1:1 としたときの地盤改良時の安全率

本文にも示したように、海底軟弱地盤の掘削問題に対する低置換率 SCP の適用可能性がきらかとなってきた。低置換率 SCP 工法では、工法自体が本来有する“経済性”という特長の他に、砂杭打設に伴う杭周粘土の破壊後圧密により、特に地盤深部の強度増加がかなり期待できるというものである。いくつかの実測事例と数値解析の結果によって、この強度増加量および所要時間が定量的に示されるようになってきている。

以上を受け、この掘削問題に対し低置換率 SCP の適用性を検討する。具体的には、まず置換率および SCP 打設後掘削開始までの放置日数をパラメータとして、軸対称有限要素解析により円筒拡幅とその後の圧密計算を行って強度増加率を算出する。さらに 2 次元断面の掘削安定解析を実施し、短期安全率を算定する。なおこのときは砂杭はないものとし、地盤は強度増加した粘土地盤であると仮定して解析を行うが、複合地盤の掘削問題では、拘束圧の減少が避けられず砂杭自体の強度があまり期待できないことを考慮すると、低置換率 (10~30%) SCP の場合この仮定は許容されうるものである。

#### 1) 軸対称剛塑性有限要素解析

現状の海上サンドコンパクションパイルの砂杭は  $\phi 1600$  と  $\phi 2000$  のタイプがある。ここでは  $\phi 1600$  とし、ケーシング径は  $\phi 1000$  を用いるものとする。これより計算ステップ 0.03m で計 10step、すなわち半径 0.5m から 0.8m まで拡幅計算を行った。置換率は 10% と 30% の 2 通りとし、砂杭の配置は例えば置換率 30% の場合、図 A6.3.8 の三角形配置などが考えられる。改良深度は 15m とし、有限要素メッシュは図 A6.3.9 を使用する。

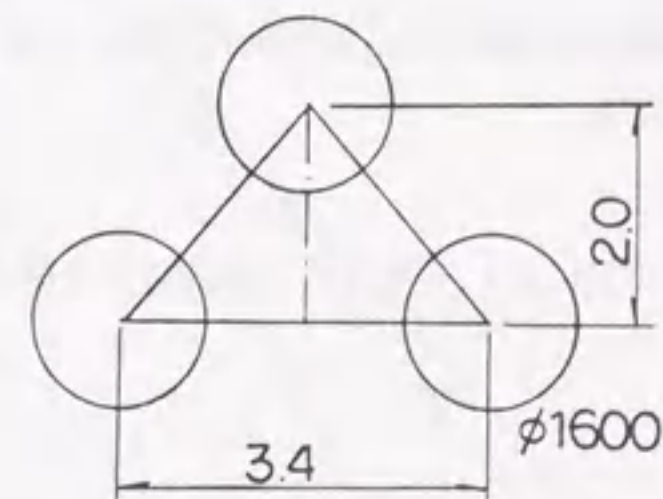


図 A6.3.8 砂杭の配置 ( $a_s=30\%$ )



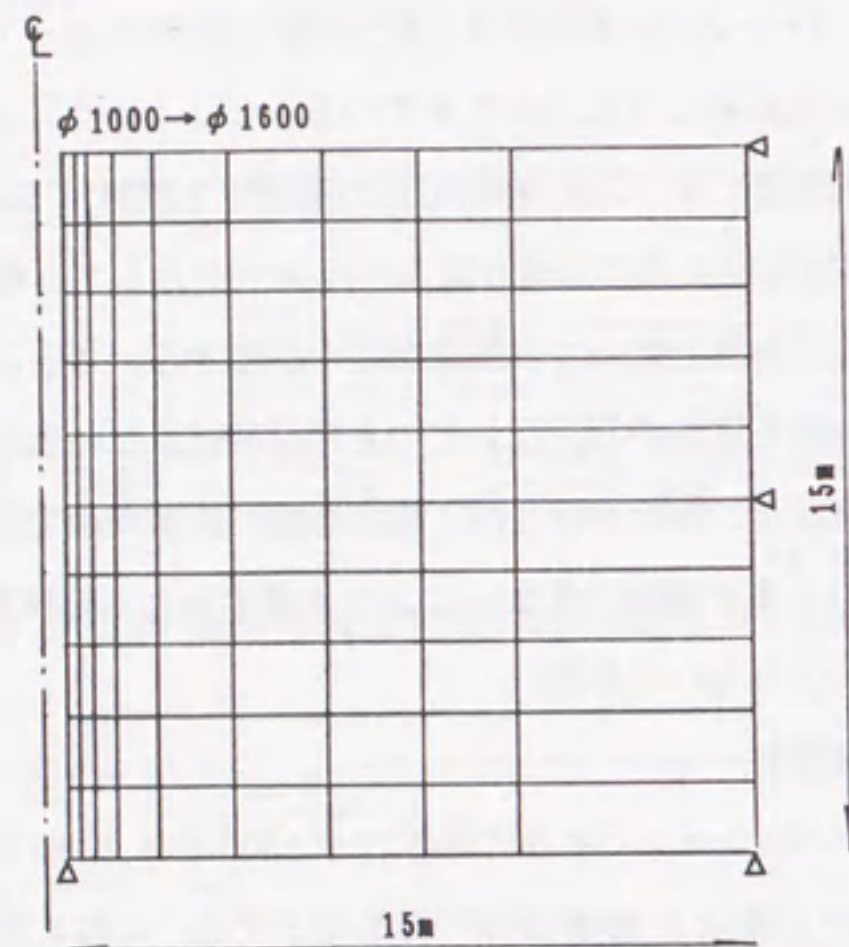


図 A6.3.9 有限要素メッシュ

2) 軸対称弾性圧密解析

砂杭打設時に発生した過剰水圧の消散過程を線形弾性圧密計算でシミュレートする。置換率に応じて解析領域を決め、各要素の体積変化 $\Delta v$ から次式によって強度増加量を求める。

$$\frac{c_u}{c_{u0}} = \exp\left(\frac{\Delta v}{\lambda}\right)$$

ここに $\lambda = 0.434 C_c$ である。各時刻において得られた強度分布を図 A6.3.10 に示す。

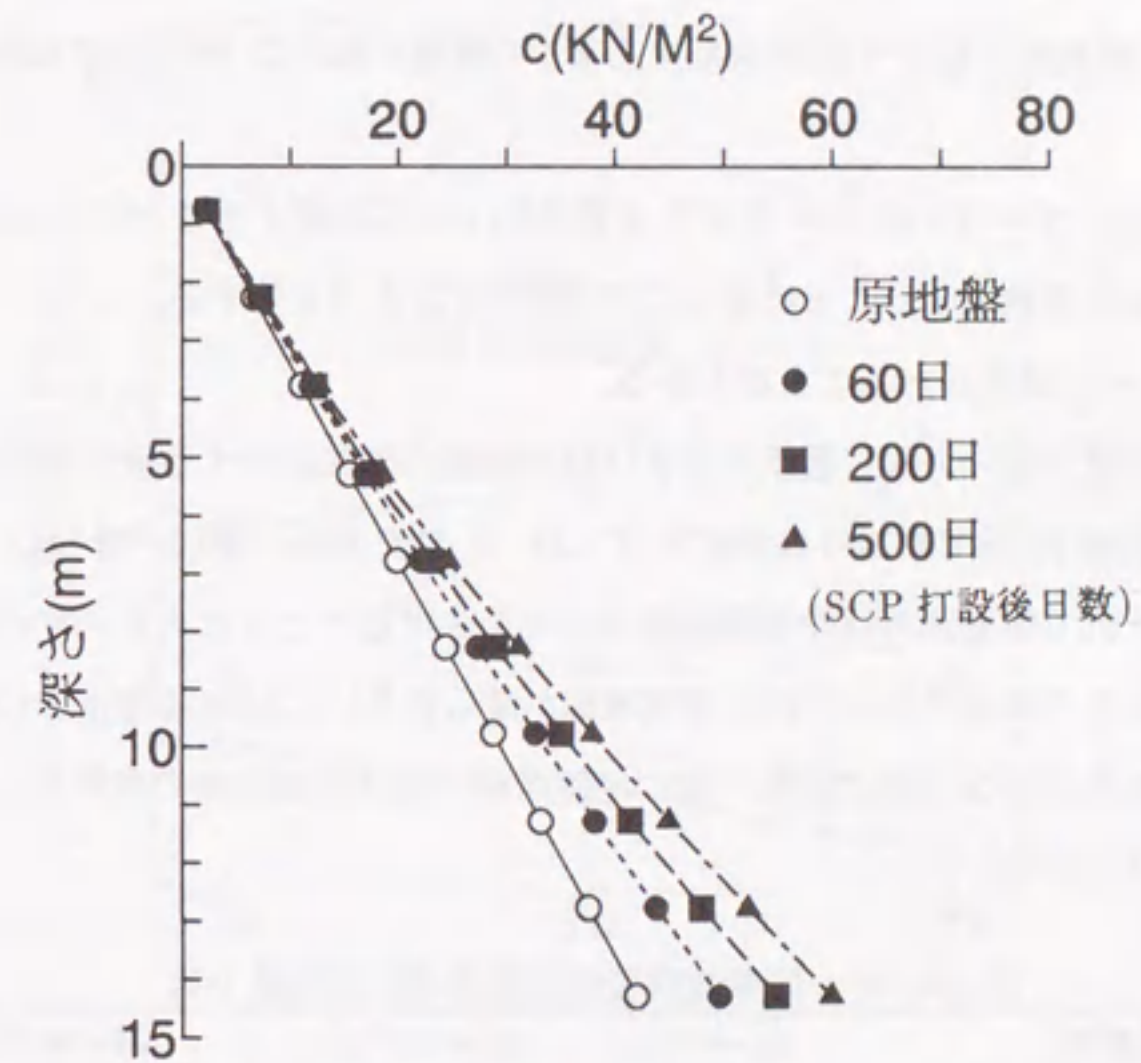


図 A6.3.10(a) 強度増加の経時変化 ( $a_s=10\%$ )

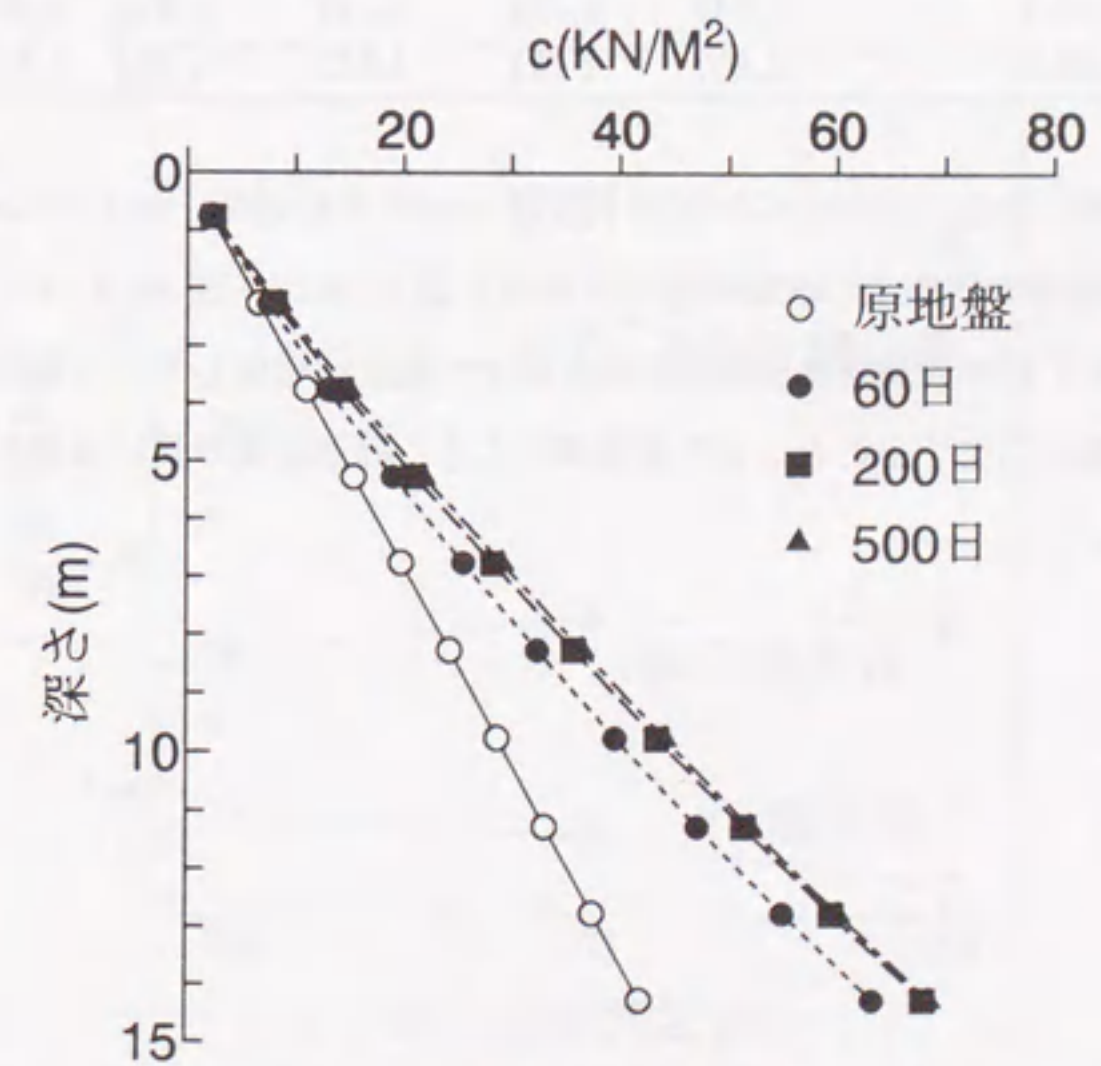


図 A6.3.10(b) 強度増加の経時変化 ( $a_s=30\%$ )



3) 掘削安定解析

図 A6.3.1～図 A6.3.3 の境界条件を用い、上で得られた地盤改良後の強度を使って剛塑性有限要素解析を行う。置換率と SCP 打設後掘削するまでの経過日数および安全率の関係を図 A6.3.11 に示す。

置換率 10% でも、すべてのケースで SCP 打設後約 2 か月放置することによって安全率が 1.2 まで上昇し、約 500 日放置することによって安全率が 1.3 まで上昇する。したがってこの場合、置換率 10% でも十分効果があることがわかる。

また最大掘削深度が深い方が、置換率および経過時間の増加に対する安全率の増加程度が大きい。特に、置換率 10% で約 500 日放置後 (CASE-3) の安全率の増加が著しい。図 A6.3.6 などによれば、いずれも表層部ではなく掘削斜面の中央部付近でとくに大きいすべり破壊が起きており、そのためこの斜面中央部付近の強度増加が最も大きい CASE-3 で、特に顕著な安全率の増加が得られたものである。これも一種の地盤深部の強度増加効果の表われとみてとれる。

解析結果を以下に示す。

表 A6.3.4 地盤改良時の安全率 (斜面勾配 1:1)

置換率 SCP 打設後日数	as=0 %		as=10 %		as=30 %	
	—	60	500	60	500(日)	
CASE-1	1.173	1.219	1.314	1.312	1.509	
CASE-2	1.149	1.224	1.342	1.343	1.591	
CASE-3	1.107	1.221	1.612	1.341	1.677	

CASE-2 で無処理の場合、as=10% の SCP 打設後 t=500 日経過時、および as=30% の SCP 打設後 t=500 日経過後の状態での破壊時塑性流れ図を図 A6.3.12～図 A6.3.14 に示す。これらより、少しわかりにくいですが改良後は地盤深部ほど粘土の強度が増加してくるため、掘削斜面の崩壊は地盤上部に集中してくること、また置換率が大きく経過時間が長いほどその傾向が強いことがみてとれる。

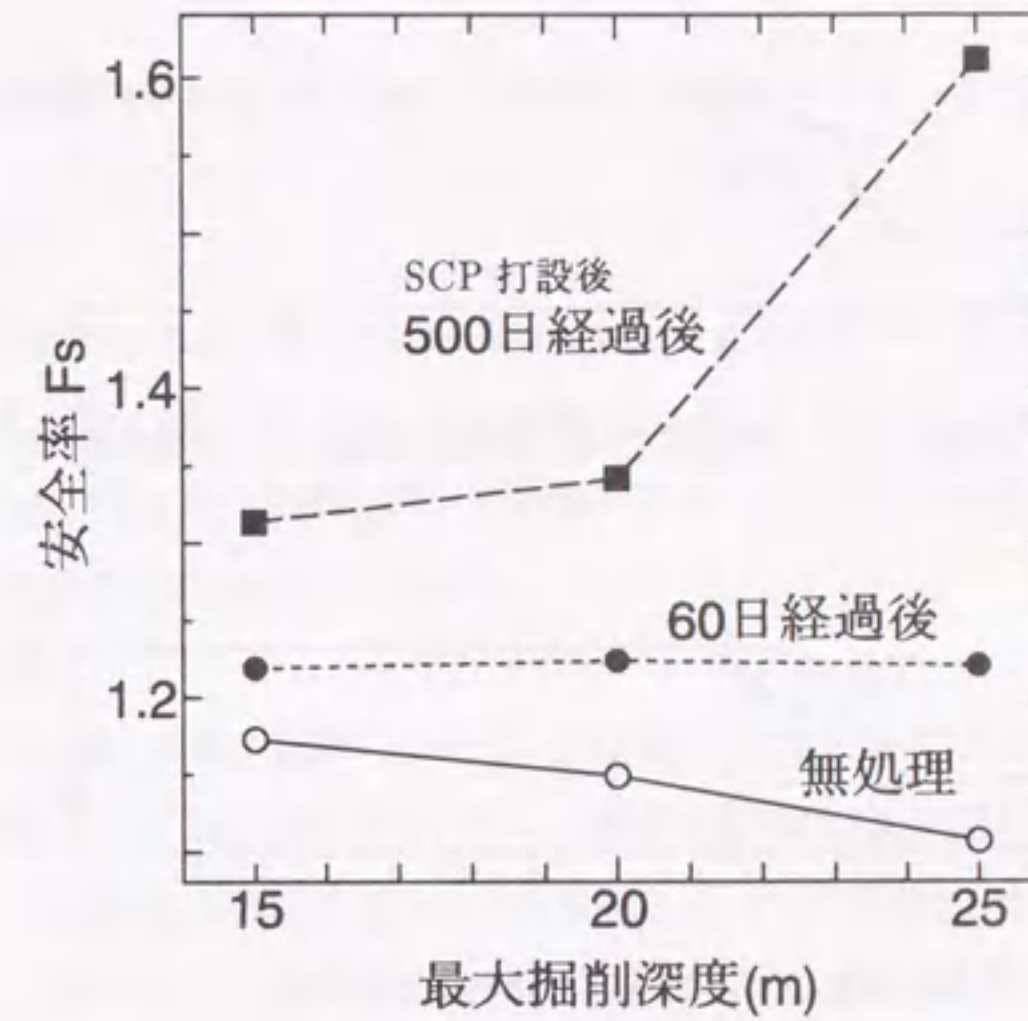


図 A6.3.11(a) 安全率の増加 (as=10%)

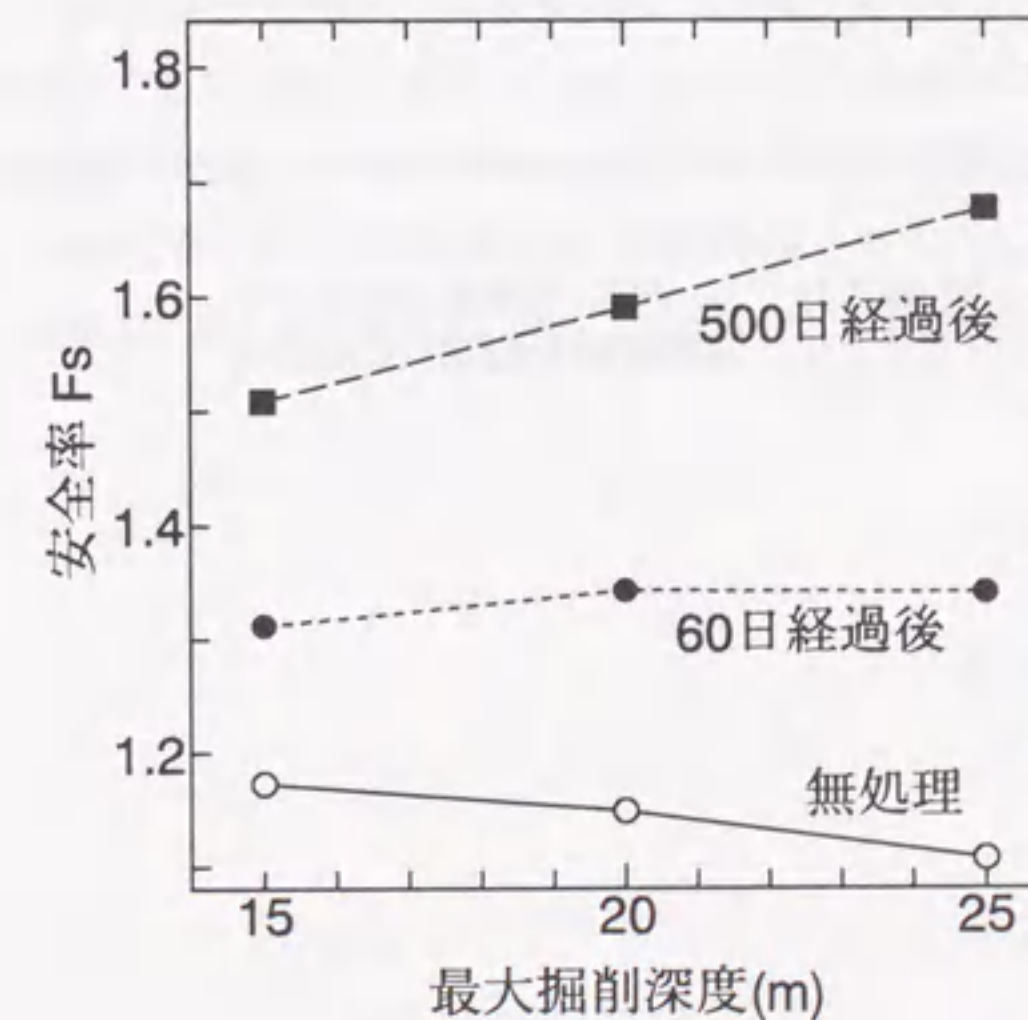


図 A6.3.11(b) 安全率の増加 (as=30%)



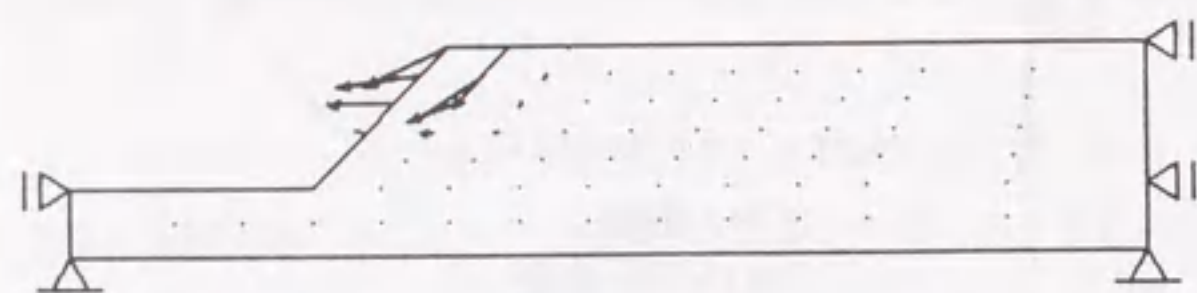


図 A6.3.12 無処理での破壊時塑性流れ図 (CASE-2)

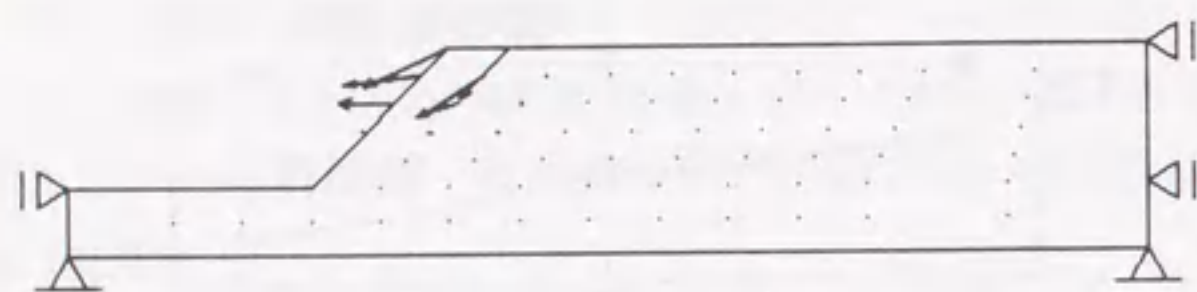


図 A6.3.13  $\alpha_s=10\%$ , 打設後 500 日での破壊時塑性流れ図 (CASE-2)

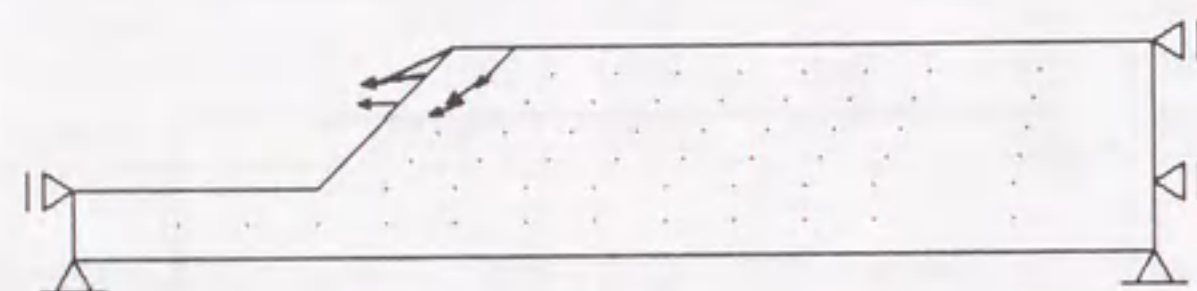


図 A6.3.14  $\alpha_s=30\%$ , 打設後 500 日での破壊時塑性流れ図 (CASE-2)

#### 付録 A6.4 大規模浚渫・移送方法

この掘削型廃棄物処分場方式では、大深度かつ高濃度の浚渫・移送が迅速に行えることが重要なポイントになる。そこでこれらの現状について調査した。

##### (1) 大深度浚渫

まず通常の浚渫の現状を調べてみる。浚渫船保有量の推移<sup>20)</sup>(表 A6.4.1)によれば、平成2年度でグラブ浚渫船(688隻)とポンプ浚渫船(324隻)を合わせると全体の浚渫船の92%を占めており、ここでもグラブ浚渫とポンプ浚渫の2つの方式に絞って適用性の検討を行う。なお、図 A6.4.1 に各浚渫方式の説明図を示す。

##### (a) グラブ浚渫

浚渫深度の制限、土質の制限も少なく、狭い場所での浚渫もできるなど適用範囲はきわめて広く、船の数も多い。施工能率についても、大型のものでは浚渫能力  $600\sim 800\text{m}^3/\text{hr}$  程度のももある。後述する高濃度圧送方式と組合せれば、ほぼ原地盤の含水比のままで迅速に移送できるので、現在のところ本処分場方式に最も適していると考えられる。浚渫コストは通常  $750\text{円}/\text{m}^3$  程度(平成5年)と思われる。

##### (b) ポンプ浚渫

高能率・大深度施工が可能で船の数も多いが、通常は含泥率が50%以下で低いため、埋立て後の体積が大きくなり、埋立てスペースが限られた本処分場方式にはあまり適さない。なお、運輸省港湾局監修、社団法人日本作業船協会の平成2年度現有作業船一覧<sup>21)</sup>によれば、水深30m以深まで浚渫可能なポンプ浚渫船は17隻程度掲載されている。浚渫コストは  $500\sim 600\text{円}/\text{m}^3$  程度(概略直工費、排送管費用は別途、平成5年)と思われる。



(2) 高濃度圧送

浚渫土を高濃度で送る工法として最近、空気圧送方式、油圧圧送方式、ベルコン方式が開発されており、含水比100%以下の高濃度圧送も可能となっている<sup>22)</sup>。

空気圧送方式は、排送管の中に圧縮空気を混入させ、プラグ流として排送するものである。油圧圧送方式は、排送動力に高圧の油圧を用いたもので、ベルコン方式は、陸上土砂の排送に使用されているベルトコンベアを流動性の高い軟泥の排送用に改良したものである。これらの方式の主な特長<sup>23)</sup>は次の通りである。

- (a) 圧送する汚泥の含水比がポンプ浚渫に比べ極めて低い(1/30~1/40)ため、埋立地の容積が少なく済み、余水処理費が少ない。
- (b) セメント等、固化処理剤の添加、攪拌が管路の中でできる。

表 A6.4.1 浚渫船保有量の推移<sup>20)</sup>

(単位：隻)

船種	年	S. 47年	S. 50年	S. 53年	S. 55年	S. 59年	S. 62年	H. 2年
ポンプ浚渫船		450	441	393	329	323	336	324
バケット浚渫船		17	13	12	7	5	4	4
ディッパー浚渫船		46	47	51	46	68	75	85
クラブ浚渫船		671	597	441	505	331	674	688
計		1184	1098	897	887	727	1089	1101

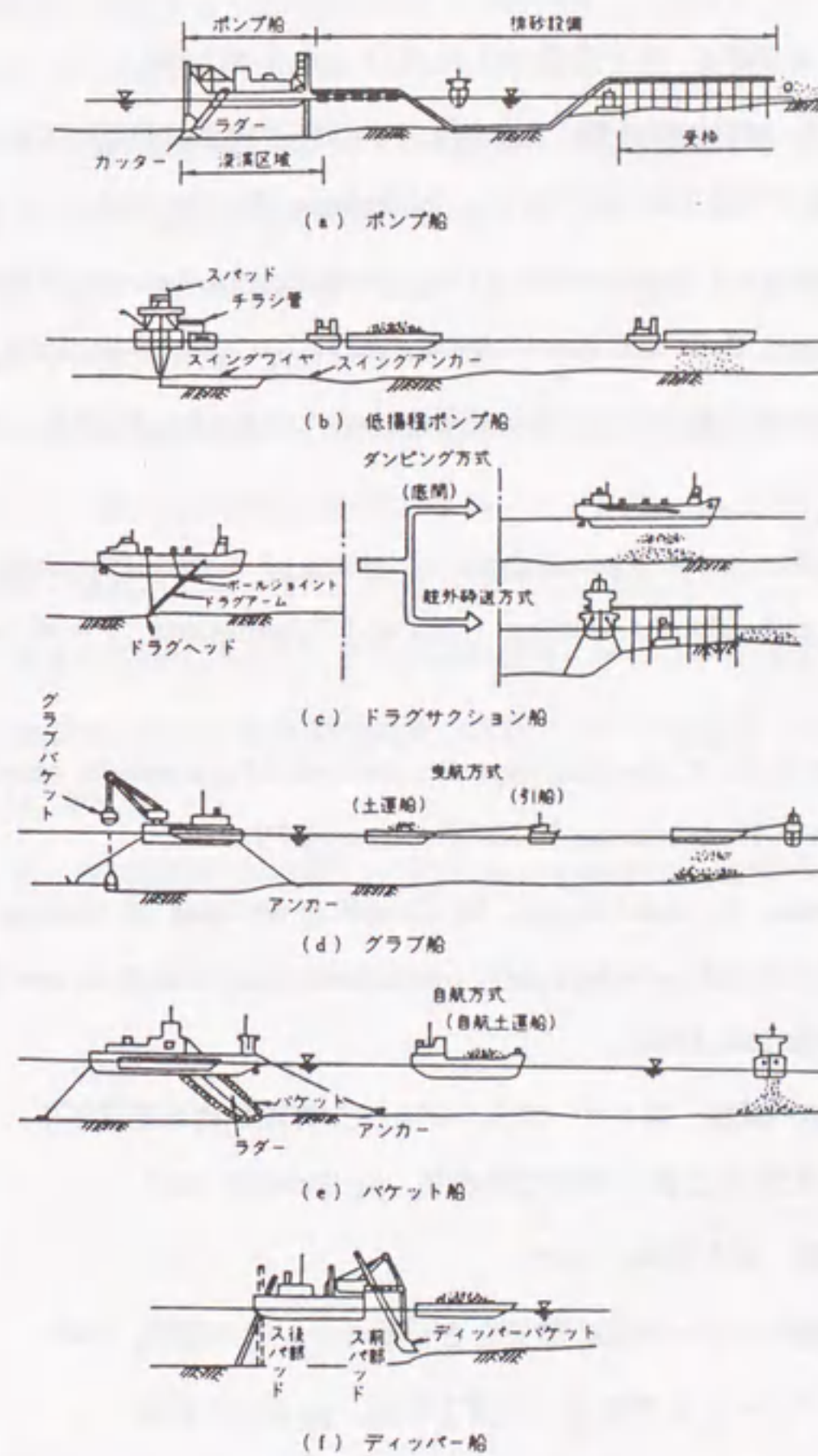


図 A6.4.1 浚渫方式<sup>20)</sup>



付録 参考文献

- 1) 浅岡 顕:支持力と有効応力, 土と基礎, Vol.36, No.6, pp.43-49, 1988.
- 2) 浅岡 顕・野田利弘: 限界状態近傍にある飽和土の弾塑性境界値問題の実験・解析とその応用, 土木学会構造工学論文集(招待論文), Vol.39A, pp.361-374, 1993.3.
- 3) 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.
- 4) Schofield, A.N. and Wroth, C.P.: Critical state soil mechanics, McGraw-Hill, London, 1968.
- 5) Asaoka, A. and Ohtsuka, S.: The analysis of failure of a normally consolidated clay foundation under embankment loading, Soils and Foundations, Vol.26, No.2, pp.47-59, 1986.
- 6) Asaoka, A. and Ohtsuka, S.: Bearing capacity analysis of a normally consolidated clay foundation, Soils and Foundations, Vol.27, No.3, pp.58-70, 1987.
- 7) Asaoka, A., Ohtsuka, S. and Matsuo, M.: Coupling analysis of limiting equilibrium state for normally consolidated and lightly overconsolidated soils, Soils and Foundations, Vol.30, No.3, pp.109-123, 1990.
- 8) 関口秀雄・柴田 徹・藤本 朗: パーチカルドレーン打設地盤の変形解析—マクロ・エレメント法の提案, 第20回土質工学研究発表会, pp.959-960., 1985.6.
- 9) 高橋達郎: サンゴ礁, 古今書院, 1988.
- 10) 沖村雄二: サンゴ礁のなぞ—地球の歴史をさぐる4—, 青木書店, 1987.
- 11) 土田 孝: ジオテクノート2 中間土, 土質工学会, pp.67-76, 1992.
- 12) Tsuchida, T., Kobayashi, M., Ihuku, S. and Fukuda, I.: Engineering properties of coral soils in Japanese south western islands, Proc. of int. conf. on Calcareous Sediments, pp.137-144, 1988.
- 13) Yamagata, N., Takagaki, Y., Nakano, T. and Matsuzaki, T.: Engineering properties of coastal soil in Okinawa islands, GEO-COAST '91, pp.111-116, Yokohama, 1991.
- 14) 中瀬明男・日下部治・野村 浩: レキ混り粘性土の非排水強度, 第32回土木学会年次学術講演概要集, p.150, 1977.
- 15) 小波蔵政良・吉沢光三・新垣康徳: サンゴ礫混り土の強度について, 土木学会西部支部研究発表会, p.225, 1981.
- 16) 吉田信行・半沢秀郎・鈴木耕司・甲元正臣: さんご礫混り土のせん断強度特性について, 第22回土質工学研究発表会, pp.483-484, 1987.
- 17) 井福周介・福田 功・崎間敏男・倉持 隆: サンゴ礫混り土の土質特性について, 第22回土質工学研究発表会, pp.137-140, 1987.
- 18) 建設省関東地方建設局他: 東京湾湾央部地質調査報告書, 1973.3.
- 19) 高田直俊: 一次元圧密問題の数値計算例, 土と基礎, pp.35-39, 1980.9.
- 20) 安達逸雄・遠藤聖五郎: 港湾工事施工技術, 山海堂
- 21) 運輸省港湾局監修/社団法人日本作業船協会: 平成2年度現有作業船一覧
- 22) 運輸省港湾局: 軟泥の高濃度浚渫及び排送工法の評価結果(その2), 作業船, 第211号, pp.42-51, 1994.1.
- 23) 西川 豊: 高含泥率圧送装置, ヘドロ No.45, pp.48-53., 1989-5.



