

深い地盤改良の実際と問題点を考える

9. サンドコンパクションパイル工法の実際と問題点(3)

— 総 括 —

いち もと えい さぶ ろう すえ まつ なお みき
一 本 英 三 郎* 末 松 直 幹**

9.1 はじめに

サンドコンパクションパイル工法（以下 SCP 工法とする）の実際と問題点について、道路盛土における事例（本講座第6章，昭和58年3月号），港湾護岸における事例（本講座第7章，昭和58年3月号），河川堤防における事例（本講座第8章，昭和58年4月号）がそれぞれ紹介されてきた。本章では SCP 工法のまとめとして，現在使用されている実用設計に基づく設計諸数値に対して最近5か年間の実測データから得られた全体的傾向を述べ，その関連において紹介された各事例に触れる。

なお技術的な課題は粘性土地盤に適用した場合が多いので，これを中心に述べ，砂質土地盤への適用は事例に関して少し触れる程度にとどめる。

9.2 SCP 工法の実用設計

粘性土地盤における SCP 工法の設計は，砂杭と周囲の粘性土からなる複合地盤¹⁾のすべり破壊に対するせん断強度の増強と沈下低減効果および砂杭を通じてのドレーン効果による杭間粘性土の強度増加の評価になる。

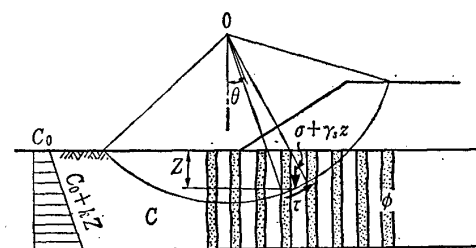
SCP 工法の実用設計における強度特性は，図—9.1の円弧すべり計算において深さ z のせん断面上のせん断抵抗力 τ を評価する。このせん断抵抗力 τ は現在表—9.1²⁾に示すような評価法が使用されており，曾我部²⁾はそれら各種設計法の使用状況（図—9.2）を調べている。図—9.2によれば，置換率の比較的小さい陸上工事においては，ほとんどの場合設計法の①，つまり砂杭と粘性土の複合地盤としての考え方が用いられ，日本道路公団³⁾でも同様である。また置換率が比較的大きい海上工事では設計法の③または④，すなわち砂地盤としての評価法や砂と粘土の両方を評価する方法が用いられ応力分担効果の考え方も表—9.1のように取り入れられている。

SCP工法における沈下計算は，粘性土への応力低減を考慮して次式を用いて行われている。

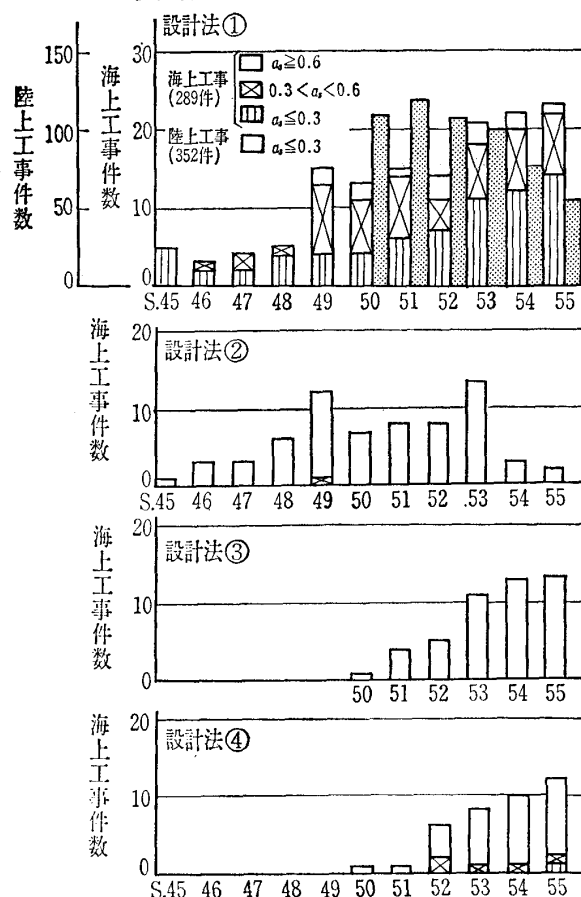
$$S = \beta S_0 = \mu_c S_0 \quad \dots\dots\dots (1)$$

ここに， S ：複合地盤の沈下量

S_0 ：原地盤沈下量



図—9.1 サンドコンパクションパイル工法のせん断強度関係図（円弧すべり計算）



図—9.2 主な粘性土地盤施工例からみた各種設計法の年度別推移²⁾

β ：沈下低減係数

μ_c ：応力低減係数 $(\mu_c = \frac{1}{1 + (m-1)a_s})$

m ：応力分担比

a_s ：置換率

また海上工事のように置換率の大きい場合($a_s \geq 60\%$)には次式を用いることがある。

*不動産建設 取締役技術本部長

**不動産建設 特殊工法本部 開発室リーダー

講 座

表—9.1 サンドコンパクションパイル工法におけるせん断抵抗力のとり方²⁾

地盤の考え方	τ	備 考
① 砂と粘性土の複合地盤	$(1-a_s)(c_0+kz) + \mu_c \sigma_z \cdot c_u / p \cdot U + (\gamma_s z + \mu_s \sigma_z) \times a_s \tan \phi_s \cos^2 \theta$	日本道路公団設計要領第1集 (S45.1) $m=3, \phi_s=25^\circ, \gamma_s=2.0 \text{ tf/m}^3, F_s \geq 1.25$
② 一様な砂地盤	$(\gamma_m z + \sigma_z) \tan \phi \cos^2 \theta$	$a_s \geq 70\%$
③ 砂地盤 (砂杭の ϕ_s より換算した ϕ_m をもつ砂地盤)	$(\gamma_m z + \sigma_z) \mu_s a_s \tan \phi_s \times \cos^2 \theta$	運輸省第二港湾建設局 $m=1 \sim 2.5$ $a_s \geq 70\%$
④ 砂質粘土 (ϕ_m, c をもつ砂地盤)	$(1-a_s)(c_0+kz) + (\gamma_m z + \sigma_z) \times \mu_s a_s \tan \phi_s \cos^2 \theta$	運輸省第三港湾建設局 $m=1, 2, a_s \geq 70\%$ $\phi_s=20^\circ (F_s \geq 1.1, m=1, F_s \geq 1.2, m=2)$

ここに、 τ : 単位面積当たりせん断抵抗力 a_s : 置換率 A_s/A

A_s : 砂杭の断面積 A : 砂杭と粘性土の面積

c_0+kz : 原地盤(粘性土)の粘着力 k : 定数

z : 改良地盤上面からすべり面までの深さ

μ_s, μ_c : 応力集中(低減)係数 $\mu_s = \frac{\sigma_s}{\sigma} = m / [1 + (m-1)a_s]$

$\mu_c = \frac{\sigma_c}{\sigma} = 1 / [1 + (m-1)a_s]$ m : 応力分担比 $m = \frac{\sigma_s}{\sigma_c}$

σ_s : 砂杭の応力 σ_c : 粘性土の応力 σ : 平均応力

σ_z : 改良地盤すべり面上の平均荷重 c_u/p : 強度増加率

U : 平均圧密度

γ_s, γ_c : それぞれ砂杭, 粘性土の単位体積重量 $\gamma_m = a_s \gamma_s + (1-a_s) \gamma_c$

ϕ_s : 砂杭の内部摩擦角 θ : すべり面が水平面となす角

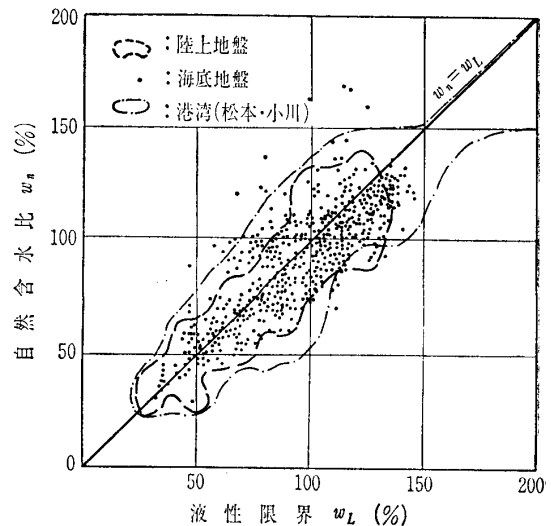
$$S = \beta S_0 = (1-a_s) S_0 \dots\dots\dots (2)$$

式(1)の厳密な取扱いは、網干・吉国⁴⁾の理論によるが、実用設計としては、一般的な近似式として式(1)が適用されている。式(2)は高置換率の事例から得られた実測値による経験式である。

すなわち、実用設計法に基づく技術的課題は、

- ① 原地盤強度 (c_0+c_1z) の設定
- ② 応力集中係数 ($\mu_s = \frac{m}{1+(m-1)a_s}$) と応力低減係数 (μ_c) を決定する応力分担比 (m) の設定
- ③ 改良地盤の圧密を考える場合の強度増加率 (c_u/p) と圧密度 (U) の設定
- ④ 砂杭使用材料の選択と砂杭の内部摩擦角 (ϕ_s) の評価
- ⑤ ①～④の設定に対する改良地盤の安全率 (F_s)

などがあげられる。①は地盤強度のばらつきをいかに評価するかという土質工学の命題であるとともに、施工による粘性土地盤の強度の低下と回復に関する事項である。②は複合地盤に載荷された場合、砂杭と粘性土との圧縮性が異なるため砂杭に応力が集中し、それを応力分担比として設定している事項である。③は複合地盤の沈下圧密特性で、粘着力の増加 ($\Delta c = \mu_c \cdot \sigma_z \cdot c_u / p \cdot V$, 表—9.1) と圧密度の計算として用いているバルンの理論の実用性および沈下低減効果に関する事項である。④は粒度と密度はもとより、周辺の地盤強度⁵⁾、砂杭径、置換率などの周辺の拘束状態に影響され、施工結果として所要の砂杭の内部摩擦角 (N 値) が得られているかどうかであり、その設定に関する事項で

図—9.3 粘性系地盤の適用土性 ($w_n \sim w_L$ 関係) 例

ある。⑤は①～④において個別に設定した諸数値によって、構造物の安定が確保されるかどうか、ひいては設定諸数値の妥当性をも安全率でみようとすることである。

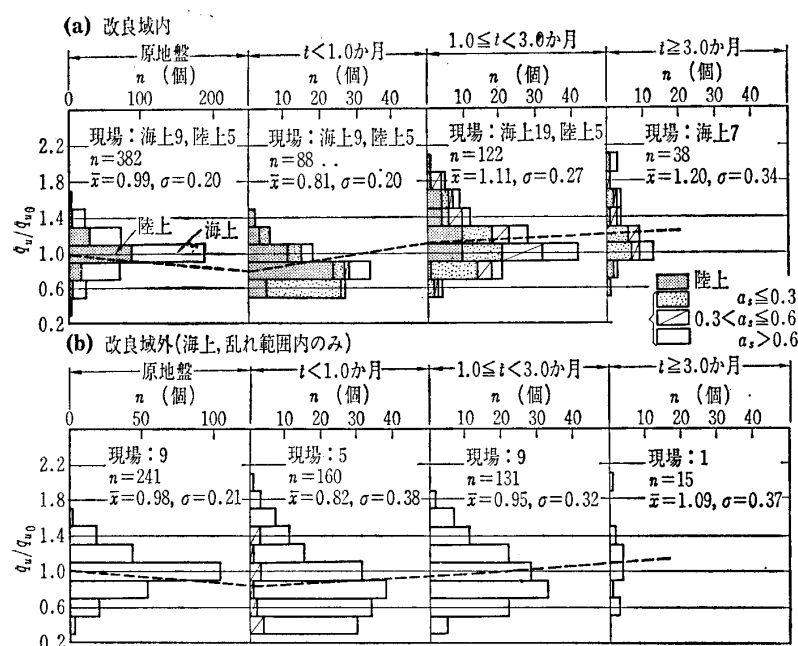
9.3 設計諸数値に対する実施結果

9.2の実用設計に用いられる設計諸数値について、以下実施結果についてまとめたもの⁶⁾を(1)で、(1)に関連づけて本講座の施工事例の実施結果を(2)で述べる。なお(1)で述べる実施結果の適用土性は図—9.3に示す。図—9.3には陸上地盤と海底地盤における適用土性の値および松本・小川⁷⁾の港湾地域における全体的な分布範囲を併記した。

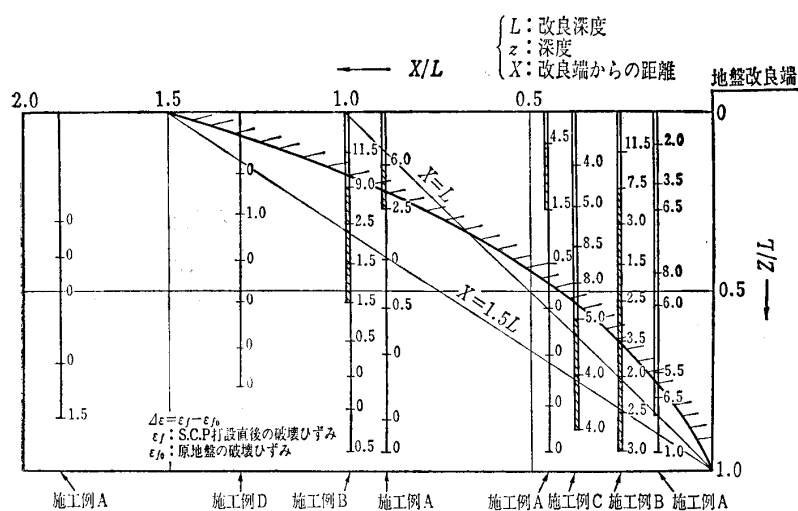
9.3.1 打設に伴う乱れと回復

(1) 実施結果による傾向

原地盤の土質調査結果から得られる一軸圧縮強度によって設計強度を設定する場合、原地盤強度はばらつきをもつのが一般であり、これらの値のばらつきは統計的手法に基づけば正規分布として評価することができるといわれる⁸⁾。そこで、強度の低下と回復をみるために、原地盤強度の設計設定値 q_{u0} に対する各時期の測定値 q_u の比 (x) を求め、そのヒストグラムと各時期における平均値 $\bar{x}$ と標準偏差 σ を求めて整理した結果を図—9.4に示す。図—9.4(a)は改良域内の調査結果で、この図から施工後1か月以上放置すれば、平均的にはほぼ原地盤強度に回復するとみられる。施工直後に載荷する場合は、原地盤強度よりある程度低減して検討するか、載荷の第1段階を配慮するかのどちらかになる。海上施工のように高置換率になると改良域内だけでなく、改良域外への影響があり、その実施結果をまとめたものが図—9.4(b)で、その範囲を図—9.5に示す。図—9.5は改良前後の破壊ひずみの差を整理して影響範囲を想定したが、改良域外への影響は、SCPの施工順序と打設方向に密接な関係がある。また SCP 打設に伴う乱れと回復の特性については現場実験のデーターに基づく赤木⁹⁾の研究がある。



図—9.4 SCP 打設による地盤の乱れと回復



図—9.5 SCP 改良域周辺の乱れ範囲 (破壊ひずみ差による)

(2) 事例による実施結果

本講座の施工事例について同様に整理すると図—9.6および表—9.2のようになる。北陸道小杉地区の事例では、図—9.6(a)に示すように1.5mの盛土載荷後1か月の盛土のり尻のデータであるが、上部ピート層、下部粘性土層とも全体的傾向に比べて低い値を示しており、特に下部粘

性土層の強度低下率は大きい。本現場の状況特性をみると、サンドマット施工時にすでにすべり破壊を生じていたことなど、工法実施直前がどのような状態であったか不明である。したがって工法も大きな要素ではあるが、現場の状況に応じた原地盤強度のチェック、SCP 施工に対する検討、砂杭だけでなくサンドマットの透水性など施工管理¹⁰⁾が重要なポイントであることも示唆しているとみられる。

九州諫早溝陸地区の事例は打設後すぐに盛土を開始し打設後6か月盛土高4mになった時点でのデータであるが、図—9.6(b)に示すように全体的傾向に比べて低い値を示している。本現場の状況特性をみると、小杉地区の問題と同様に、押え盛土部のクラックの発生があり、押え盛土部直下のパックドレーン改良域での粘着力の増加程度、パックドレーン改良域とSCP改良域の変形特性の違い、4mの盛土の載荷速度など強度回復の遅れとともに現場での多面的な施工管理の必要性を示唆しているとみられる。

大阪北港の事例は、表—9.2に示すように改良域外の強度変化が示されているが、(1)と比較すると原地盤強度が $\bar{x}=0.88$ で、他の事例に比べて低いのが特徴である。この初期値である原地盤強度を $\bar{x}=1.0$ に修正すると、表—9.2の()内に示すようにほぼ全体的傾向にあり、施工後9か月後のデータでは原地盤強度に回復しているとみられる。

葛西沖河川堤防の事例は施工後の強度回復と浚渫埋立土の荷重による強度増加が混在していると考えられるので埋立荷重および盛土荷重を除いて推算すると表—9.2の()内に

示す値のようであり、全体的傾向に含まれているとみられる(推算条件はSCP 施工前埋立荷重圧密度20%とし、使用応力分担比 $m=9$ (後述)とした)。

9.3.2 載荷による粘性土の強度増加

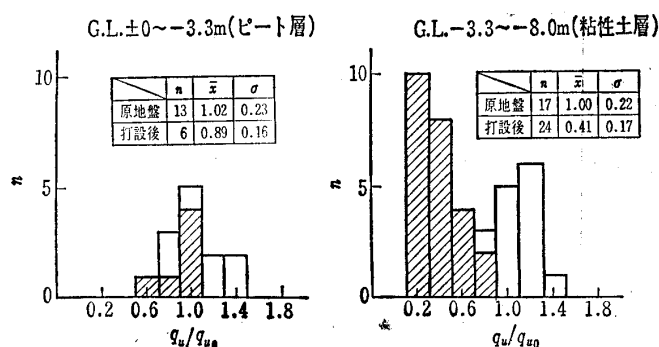
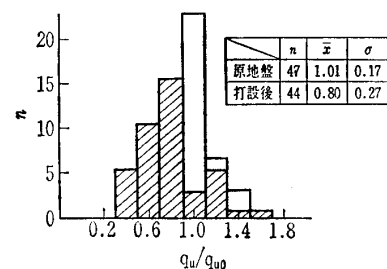
(1) 実施結果による傾向

SCP工法における粘着力の増加は砂杭への応力集中を考

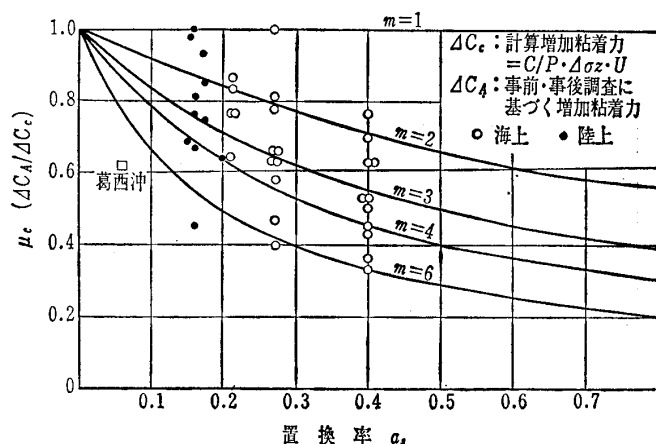
表—9.2 施工事例における施工前後の強度比較

施 工 事 例	調 査 時 期	データ数 n	q_u/q_{u0} の平均値 $\bar{x}$	標準偏差 σ	備 考
大阪北港護岸 $a_s=70\%, 50\%$ (改良域外5m, 20mの位置)	原地盤	44	0.88 (1.00)	0.25	
	施工直後	11	0.64 (0.73)	0.07	DL-20~30m (強度低下の大きい深度)
	施工後9か月	18	0.83 (0.94)	0.18	置換砂施工直後
	施工後31か月	19	0.83 (0.94)	0.21	" 1.8年後
葛西沖河川堤防 $a_s=7.1\%$	原地盤	14	1.03	0.17	浚渫埋立後
	施工直後	7	0.71	0.20	
	施工1年後	18	1.42 (1.11)	0.28	盛土なし
	二次盛土1年後	21	1.69 (1.06)	0.42	一次盛土2.5m (施工後1年) 二次盛土4m

講座


(a) 北陸道小杉地区 ($a_s=11.8\%$ 1.5m盛土築造1か月後, 打設後2か月)

(b) 九州諫早溝陸地区 ($a_s=17\%$ 盛土4m施工中, 打設後6か月)

図—9.6 施工事例における施工前後の強度比較

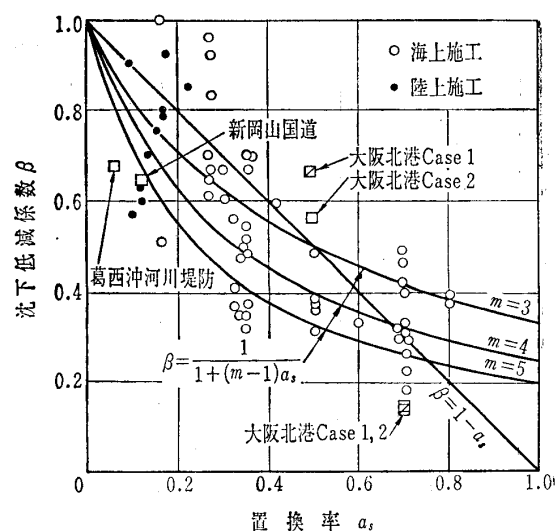


図—9.7 SCP 打設地盤の増加粘着力

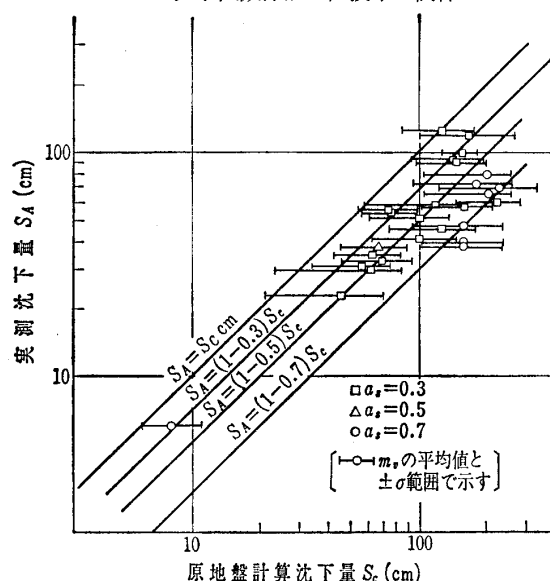
慮して粘性土にかかる応力を低減させて評価している。過去の実施結果を応力低減係数 μ_c を考慮せずに計算した増加粘着力の推定値 ΔC_c と事前、事後調査に基づく実測された増加粘着力 ΔC_A の比を応力低減係数 μ_c とし (表—9.1の①から $\Delta C_c = \mu_c \cdot \sigma_z \cdot c_u / p \cdot U$ であるが、ここでは $\Delta C_c = \sigma_z \cdot c_u / p \cdot U$, $\Delta C_A = \mu_c \cdot \sigma_z \cdot c_u / p \cdot U$ とし、 $\mu_c = \Delta C_A / \Delta C_c$ と評価している) 置換率 a_s との関係で整理したものを図—9.7に示す。図—9.7には応力分担比を変化させた場合の理論曲線 ($\mu_c = 1 / \{1 + (m-1)a_s\}$) を併記した。全体的な傾向は置換率 a_s に影響を受けており、後述する沈下低減率にも密接に関係している。

(2) 事例による実施結果

葛西沖河川堤防の事例を整理したものを図—9.7に併記した。この数値は荷重条件、载荷期間が明らかな第一次および第二次盛土の圧密荷重に対する粘着力の増加を実測値 (ΔC_A) (施工1年後のデータと二次盛土1年後のデータ



図—9.8 沈下低減係数と置換率の関係



図—9.9 実測沈下量と原地盤計算沈下量

一の差) とそれに対応する計算値 ($c_u/p=0.3$, $U=1.0$) を比較して求めたものである。事例では全体的傾向に比べて応力分担比 m が大きく ($m=9.4$) 評価されている。

9.3.3 沈下低減率

(1) 実施結果による傾向

複合地盤の沈下量は、式(1)に示したように、粘性土地盤の圧密沈下量の計算値に、応力低減係数 μ_c を乗じて求める。この計算値の実用性をみるために、原地盤における圧密沈下推定量 S_c と複合地盤の実測沈下データを用いて推定した最終沈下量 S_A (双曲線法による) との比、 S_A/S_c を沈下低減係数 β として置換率 a_s との関係で示したものが図—9.8である。図—9.8には応力分担比 m をパラメータとした式(1) ($\beta = \frac{1}{1 + (m-1)a_s}$) と式(2) ($\beta = 1 - a_s$) の理論曲線を併記した。図—9.8によると式(1), (2)を用いる場合、置換率によって式を使い分けるなどの配慮が必要になると思われる。図—9.9は、図—9.8の比較推定において、無処理地盤との実測データに基づく比較例が数少ないことの補いという意味も兼ねて、原地盤の土質係数のばらつきを

表—9.3 施工事例の理論沈下量と実測沈下量

(a) 大阪北港G-1, G-2

(上段 Case 2, 下段 Case 1)

単位: cm

荷重段階	① 置換砂+基礎捨石	② 背面盛砂	③ケーソン 据付	④中詰裏込 前面盛砂	備考
層		ケーソン 据付	中詰背面 前面盛砂	背面盛砂 2	
D. L. -12~-18m	S_A	12.4 24.7	21.8 24.7	23.4 24.7	25.8 24.7
	S_C	39.7 39.7	115.3 45.0	118.7 165.0	173.0 173.0
	β	0.312 0.622	0.189 0.549	0.197 0.150	0.149 0.143
D. L. -18~-30m	S_A	62.0 68.6	65.0 79.3	116.7 124.0	118.4 139.2
	S_C	79.8 79.8	156.0 112.8	175.0 203.4	208.4 208.4
	β	0.786 0.860	0.417 0.703	0.667 0.610	0.568 0.668
D. L. -30~-38m	S_A	48.7 26.3	64.2 28.5	66.5 31.3	74.1 33.7
	S_C	5.8 5.8	13.7 9.4	17.0 20.9	22.6 22.6
	β	8.397 4.534	4.686 3.032	3.912 1.498	3.279 1.491

(b) 葛西沖河川堤防

荷重段階	① 浸漬埋立	②第一次盛土	③第一次盛土 +第二次盛土	備考
層				
A. P. -8~-23m	S_A	—	21.5	42.6
	S_C	102.5	28.5	63.2
	β	—	0.768	0.676
A. P. -23~-35m	S_A	—	—	104.3
	S_C	20.2	9.6	16.0
	β	—	—	6.519

体積圧縮係数 m_v の幅で評価して改良地盤の実測データの関係をみたもので、図—9.8は図—9.9の平均値をとったものである。

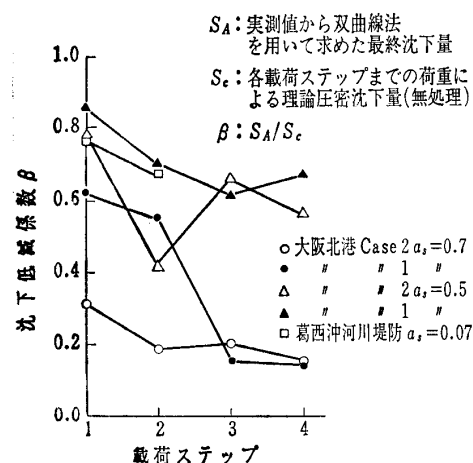
(2) 事例による実施結果

事例のうち設計計算が可能であった新岡山国道、大阪北港、葛西沖河川堤防の例を図—9.8に併記する。

大阪北港の事例では置換率50%の改良深度における沈下低減係数 β が Case 1, 2 とともに他の事例に比べて大き目の値であり、傾斜計によって測定された水平変位がこの50%改良域で大きいこと(本講座第7章, 昭和58年3月号, 図—7.7参照), 表—9.2に示したように強度の設定が他の事例に比べて若干大き目の設計線を用いていることなどから、せん断変形による沈下量が含まれている可能性が考えられる。

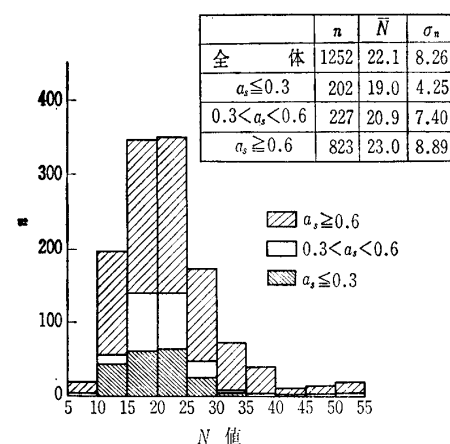
葛西沖河川堤防の事例では沈下低減係数 β が他の事例に比べて小さく、先述の応力分担比が大きい目に出ていることと同一傾向にある。これらの2事例では段階载荷が行われ、各载荷段階ごとに設計沈下量 S_c と実測値から得られた最終沈下量 S_A をみると表—9.3のようになる(葛西沖河川堤防の浸漬埋立による計算沈下量 S_c は参考値)。

表—9.3によれば改良層以深にある無処理の粘性土層における実測沈下量が、計算値に比べて大きい。これは上部荷重を改良層で大半受けもち、下部層へ伝達しているとも


図—9.10 载荷ステップと沈下低減係数 β

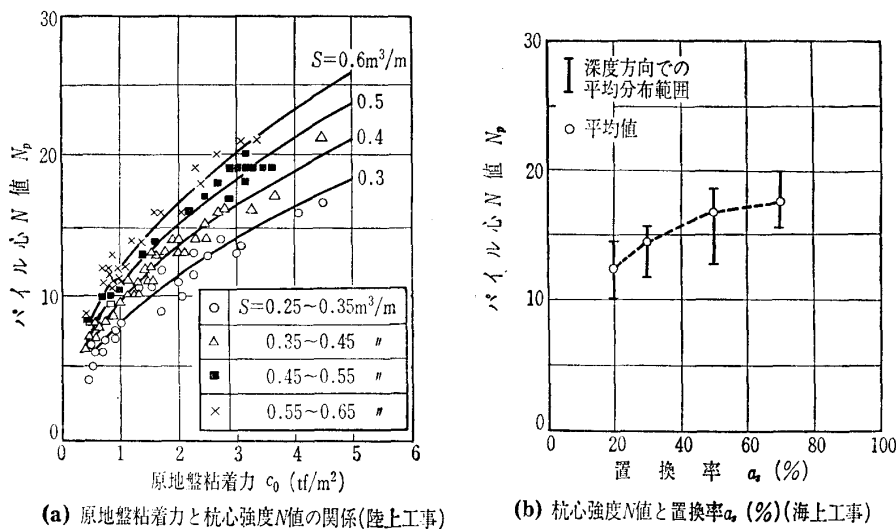
考えられ、改良層以深に軟弱粘性土層を残す場合には、下部未改良層の沈下量に対する配慮が必要であることを示唆しているともみられる。また表—9.3の改良層について各载荷ステップと沈下低減係数 β の関係をみると図—9.10のようである。図—9.10によればその傾向として沈下低減係数 β は载荷ステップを追うごとに小さくなっており、このことは沈下に伴い次第に応力分担比 m が大きくなってきていると考えられ、SCP 打設地盤における圧密沈下特性の研究^{(11),(12)}における挙動と一致している。大阪北港の事例における Case 1 と Case 2 が、载荷ステップの変更によって対処して成果を得ていることは、初期段階における载荷と挙動が以後の挙動を知る上で重要な指針となることを示している。

新岡山国道の事例では、SCP 施工地盤における水平変位の大きさについて紹介されているが、図—9.8に示したように本事例では沈下低減効果は他の事例に比べて大きいことがわかる。SCP 施工直後は砂杭圧入による過剰間隙水圧の発生により改良域内は過剰間隙水圧が高く、载荷により水平方向の変位が大きくなる傾向がある。これは粘性土の乱れと回復の項にも述べたように施工後の放置期間をおくことにより低減することが可能で、上载荷重による破壊の



図—9.11 杭心N値の分布

講座



図—9.12 杭心強度の施工結果例

前兆としての水平変位とは区別して考える必要がある。SCP 施工地盤の変形特性は葛西沖河川堤防の事例で示されたように粘性土の変形係数の回復は遅れるが、砂杭の剛性は粘性土に比べて数倍大きく、置換率によって改良地盤全体の変形係数はむしろ大きくなるといえる¹³⁾。SCP 施工による安定性の確保、沈下低減効果などにより、このことは間接的に立証されていると言えよう。施工中の水平変位については砂杭の打設順序の変更、測溝による対策など¹⁴⁾が考えられ、施工後の水平変位の低減には、放置期間の確保がその対策となる。

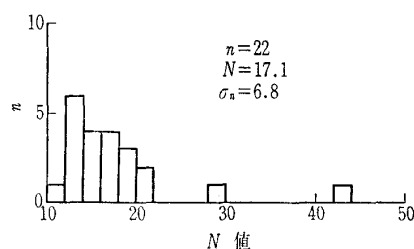
9.3.4 砂杭強度

(1) 実施結果による傾向

実施結果から得られた各深度ごとの杭心 N 値を集めたものを図—9.11に示す。杭心 N 値は9.2の技術的課題にも述べたように、砂杭の拘束状態の影響を受けるのでその傾向をみると図—9.12のようである。杭心 N 値は図—9.12でその傾向が明らかのように、原地盤粘着力、砂杭径、置換率などに影響を受けており、標準貫入試験の特性と砂杭の強度(砂杭の密度から得られる内部摩擦角 ϕ_s)との関連から設計砂杭強度(N 値)を設定する必要がある。

(2) 事例による実施結果

葛西沖河川堤防の事例における杭心 N 値の分布を図—9.13に示す。本事例での周辺粘性土の強度が $c=2\sim5\text{tf/m}^2$ であったことから、杭心 N 値が10~20に存在しているのは全体的傾向に一致していると言える。

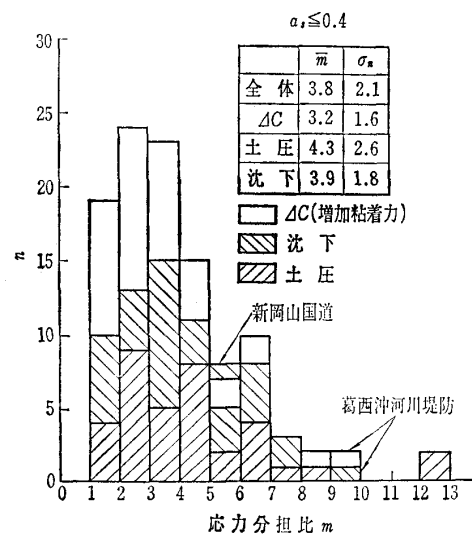

図—9.13 施工事例の杭心 N 値の分布(葛西沖河川堤防)

砂杭強度とは直接関係しないが葛西沖河川堤防の事例で砂質地盤の締固めに関する技術課題において、改良後の相対密度が低下し、液状化応力比 R_L が小さくなった現象が記述されているが、改良前後の N 値は改良後の方が大きくなっていること、比較したデータの粒度分布が異なっていること(本講座第8章、昭和58年4月号、図—8.10参照)およびサンプリングの精度なども考慮して評価する必要があると考えられる。一般に砂質地盤においては施工による地盤の乱れは考慮する必要はないと言えよう。

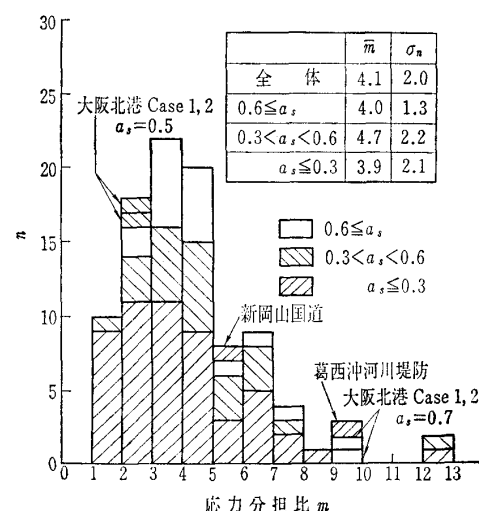
9.3.5 応力分担比

(1) 実施結果による傾向

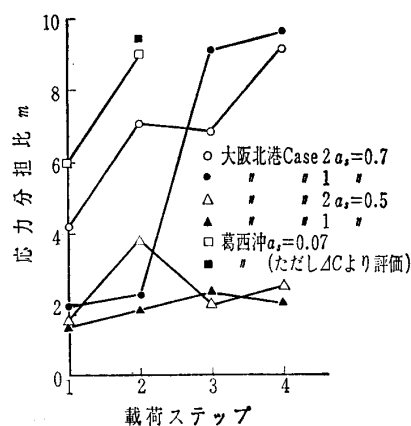
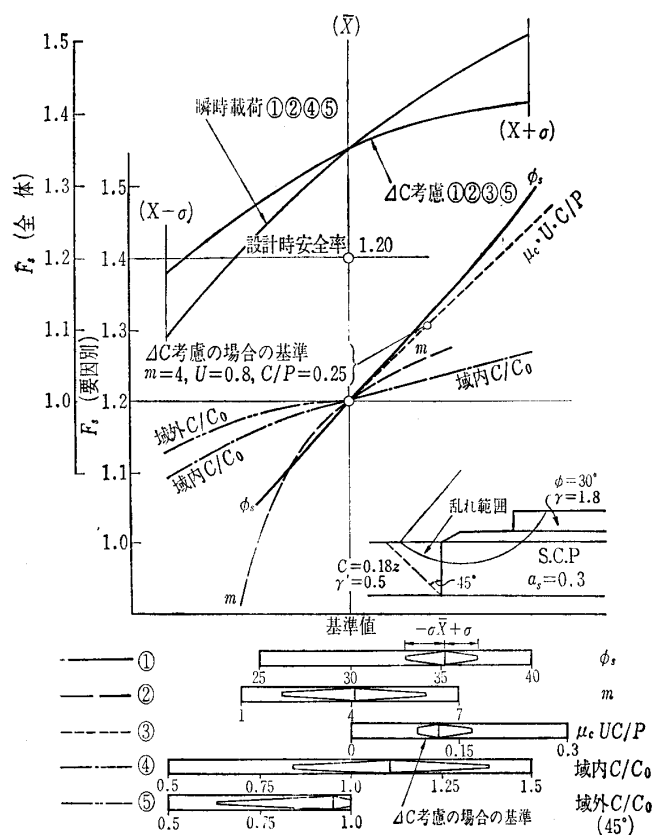
実施結果から応力分担比 m を整理すると図—9.14、図—9.15のようになる。図—9.14は置換率 a_s が40%以下のものについて、土圧計による実測値、沈下からの推定値、粘



図—9.14 応力分担比(測定項目別)



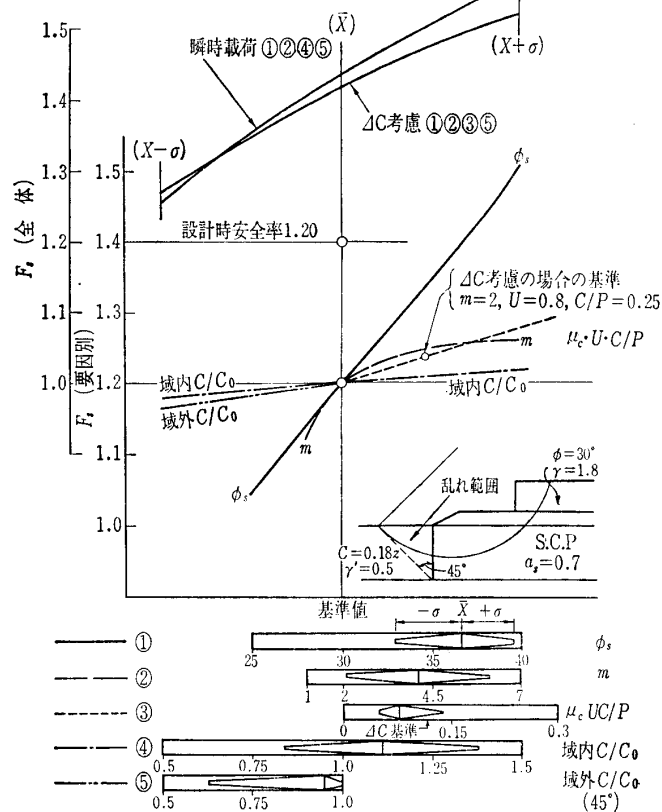
図—9.15 応力分担比(置換率別)(沈下・土圧による)

図—9.16 荷重ステップと換算応力分担比 m 図—9.17 SCP 感度分析 $a_s=0.3$

着力の増加からの推定値を測定項目別に示す。図—9.15は置換率ごとに沈下量からの推定値と土圧計による実測値をまとめたものである。応力分担比 m は過去多くの研究がなされ、村山ら^{14,15)}の理論的研究、最上ら¹⁶⁾や松尾ら¹⁷⁾による室内実験、また現地実測結果などにより $m=3\sim5$ の範囲で使用されており、海上工事（高置換率での施工が多い）では実際に荷重された状態での安定性分析結果¹⁸⁾から $m=1\sim3$ が提案されている。

(2) 事例による実施結果

図—9.14, 9.15に事例から求めたものを併記した。また図—9.16には大阪北港と葛西沖河川堤防の事例を荷重ステップごとの応力分担比で表した。図—9.10の沈下低減係数 β の変化と同様応力分担比の変化がみられる。

図—9.18 SCP 感度分析 $a_s=0.7$

応力分担比 m の値を左右する影響因子は、砂杭強度、粘性土強度、置換率、上載荷重の大きさなどが考えられるので、応力分担比の設定は、表—9.1に示した各所で用いられている値や(1)の実施結果において述べた値および9.4に述べる安全率に及ぼす影響など多面的な検討によるか、比較的小さい値を用いることにより、安全側の評価をすることもある。

9.4 設計諸数値が安全率に及ぼす影響

設計諸数値の変動が円弧すべり計算による安全率にどのように影響を及ぼすかは、既に報告¹⁹⁾があるが、ここでは9.3においてそれぞれ述べてきた設計諸数値の変動が、安定性にいかに影響を及ぼすか、また安全率に最も影響を与える設計数値は何か、など設計諸数値の設定と安全率の関係を総合的に判断するため、モデルケースでの検討を行いその結果を図—9.17, 9.18に示した。図—9.17, 9.18では、9.3で述べてきた実施結果に基づき、各設計諸数値に対する基準値を設定し実施結果から得られた値の範囲内で個々の値を変化させた場合の安全率の変化を求めた。また実施結果の分布から得られた設計諸数値の平均値 $\bar{x}$ を基準として標準偏差 σ の範囲で全体を変化させ、瞬時荷重状態と圧密による粘着力の増加を考慮した時の安全率の変化をみた。この結果から言えることは、置換率が30%、70%のいずれの場合にも安全率に最も影響を及ぼす要因は、砂杭の強度

講座

ϕ_s であり、置換率が小さくなるにつれて応力分担比 m , 圧密による Δc の影響が大きくなることである。これらの影響に比べて施工域内外の粘着力の変化は安全率に及ぼす影響が小さいと言えよう。

SCP 工法の実用設計および施工に際しては、これら各要因に対しての個々の選択、評価と共に、要因間の安定性に及ぼす影響をも知ること、および当然のことながら設計採用値と現場での施工状況、施工管理との相互関連の検討も必要不可欠である。

参考文献

- 村上朔郎：粘性土に対するパイロコンポーザー工法の考察，建設の機械化，Vol. 150，日本建設機械化協会，pp. 10-15，1962.
- 曾我部隆久：サンドコンパクションパイル工法の設計・施工の技術的課題，第36回年次学術講演会研究討論会資料，土木学会，pp. 39-43，1981.
- 日本道路公団：サンドコンパクションパイル工法，設計要領第一集，日本道路公団，pp. 151-152，pp. 212-225，1970，
- 吉国 洋：多次元圧密理論とその軸対称問題への適用（博士論文），1973.
- 松尾新一郎編：サンドコンパクションパイル工法，土質工法安定便覧，日刊工業新聞，p. 152，1972.
- 一本英三郎：サンドコンパクションパイル工法の実用設計と実施結果，第36回年次学術講演会研究討論会資料，土木学会，pp. 51-55，1981.
- 松本一明・小川富美子：港湾地域における土の工学的諸係数の相関性について，港湾技術資料，No. 71，1969.
- Matsuo, M.: Reliability in Embankment Design, M.I.T Report, 1976.
- 赤木俊允：サンドコンパクションパイルによる軟弱粘土の強度増加，第12回土質工学研究発表会，土質工学会，pp. 1241-1244，1977.
- 持永龍一郎・栗原則夫：岩見沢試験盛土における軟弱地盤の挙動の測定結果，土と基礎，Vol. 26，No. 7，pp. 11-17，1978.
- 網干寿夫・吉国 洋・原田邦雄：大口径砂柱を含む粘土の K_0 -圧密，第5回土質工学研究発表会講演集，土質工学会，pp. 397-400，1970.
- 網干寿夫・吉国 洋・一本英三郎・原田邦雄：複合地盤の沈下特性について，第15回土質工学シンポジウム論文集，土質工学会，pp. 73-80，1971.
- 一本英三郎・末松直幹：サンドコンパクションパイル工法，土と基礎，Vol. 29，No. 5，pp. 13-20，1981.
- 鎌田英男：泥炭性地盤の地盤改良効果—予測と実際—地盤処理工に関連する諸問題，土木学会誌，Vol. 66，No. 4 (Annual '81)，pp. 32-34，1981.
- 村山朔郎・末松直幹・松岡 元：砂柱の応力〜ひずみ関係を考慮した複合地盤の解析，第7回土質工学研究発表会，土質工学会，pp. 399-402，1972.
- 最上武雄・中山二郎・上田 茂・桑田 尚・鎌田英男・田口 莊一：複合地盤に関する模型実験その1，その2，土と基礎，Vol. 16，No. 8，No. 11，pp. 9-17，pp. 5-7，1968.
- 松尾 稔・黒田勝彦・西川 誠：複合地盤の応力分布に関する実験（その2），土木学会第25回年次学術講演会講演集第3部，土木学会，pp. 421-424，1970.
- 藪下 博・末松直幹・坪井英男・神田善夫：複合地盤の実施例に基づく設計諸数値の安全率に与える影響，第10回土質工学研究発表会，土質工学会，pp. 823-826，1975.
- 久野悟郎・中山二郎：盛土スベリ破壊防止工法設計にあたってのパイロコンポーザー工法の効果について，土と基礎，Vol. 16，No. 12，pp. 11-19，1968.

学会刊行物案内

入門シリーズ

B 6 判 送料各 1 冊 300 円

1. 土質工学入門

172ページ 会員特価 1,200円 定価 1,500円

2. 土質・基礎工学へのコンピュータ利用入門

277ページ 会員特価 2,000円 定価 2,500円

3. 土質・基礎工学のための地質学入門

199ページ 会員特価 2,000円 定価 2,600円

4. 構造物基礎入門

301ページ 会員特価 2,300円 定価 2,900円

5. 土の見分け方入門

151ページ 会員特価 1,300円 定価 1,600円

6. 根切り・山留め・仮締切り入門

253ページ 会員特価 2,000円 定価 2,600円

7. 土の調べ方入門—調査・試験・計測—

222ページ 会員特価 1,700円 定価 2,200円

申込み先 社団法人 土 質 工 学 会 〒101 ☎03-251-7661(代)

東京都千代田区神田淡路町2-23 菅山ビル 郵便振替 東京4-40786