

1. はじめに 打込式サンドドレーン(以下SDと略す)の効果については近年、疑問が投げかけられてまいであり、特に打込時の攪乱による影響が問題視されている(e.g., Casagrande, L. & S. Poulos, 1969)。我が国では沈下促進効果がなかったとされる試験盛土においても、無処理区間と打込式SDによる改良区間とは、沈下量には大差がないにもかかわらず、改良区間ではより顕著な強度増加と含水比低下が認められている。これは説明できない現象とされ、その原因は解明されないままになっている(e.g., 「土と基礎」1972年8月号)。

こゝでは前例の打込式SDによる試験盛土結果に基づき、原地盤強度に対する攪乱の影響、および打設・盛土施工後の強度増加を検討して、その原因を明らかにし、最も多用されている打込式SDによる改良地盤の強度増加を予測するための実用的な方法を提案する。

2. 打込み杭の至縁と類似性

SD打設時においては、マンドレルの打込により周辺の粘性土は攪乱されて一旦強度は低下し、マンドレルに等しい体積の粘性土は排除され、これと全じ体積の砂柱が土中に残される。排除された粘性土は、一部は地表の隆起となり一部は側方に流動するが、急速には収縮できないため、周辺の間げき水圧は大中に上昇する。このため盛土以前においても、粘性土は圧密され地表は沈下し、周辺地盤の強度は急速に回復する。

この現象は打込杭については古くより観察されており(Cummings, Kerkhof & Peck, 1948)、強度増加について鋭敏性の低い粘土(Rutledge, P.C., 1950; Seed & Reese, 1955; Schmertmann, 1956; Parsons & Peck, 1957)、鋭敏性の高い粘土(Orrje & Broms, 1967)の両者について、かなり明確にされている。図-1はこれらに添く筆者の考えを要約したものである。杭打込みによる攪乱の影響は、杭近傍では大きい(A→B')、地盤全体の平均強度に対してはあまり大きいものではない(A→B→C)。

打込杭では杭近傍の強度が問題になるのに対し、SDの場合は改良地盤全体の平均強度が関心の的となる。打込式SDについては、打設直後からSDに向かって排水が始り、通常直ちに盛土荷重による圧密が始まるのび、打込杭の場合と異なる点である。従て打込式SDによる強度増加は、盛土荷重のみによる場合の強度増加に比して、SD打設による増加分だけ大きくなるのが当然である。

3. 砂柱の体積が及ぼす影響

図-2に示すように4本のSDによって囲まれる面積をAとし、長さHs、断面積AsのSDを打設して盛土を施工した後、圧縮P上端の原深度から測って、沈下Sが生じたとする(簡単化のため下端の沈下は0とする)。この時圧縮P(厚H)の平均体積変化率は

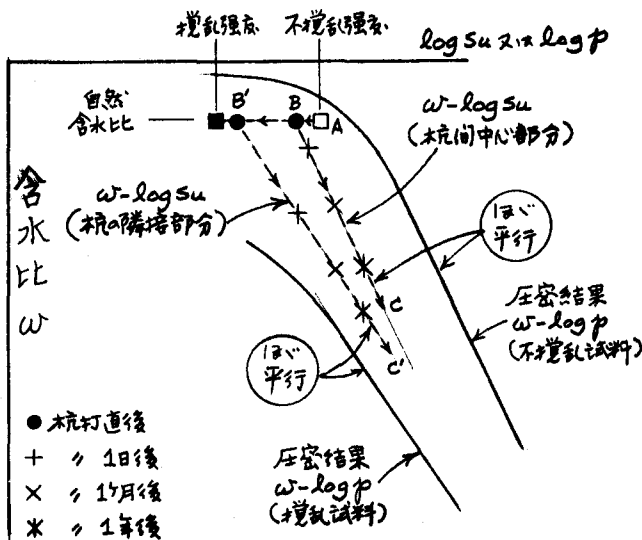
$$\frac{\Delta V}{V} = \frac{1}{AH} \{ \beta A_s H_s + (A - A_s) S \} = \beta \frac{H_s}{H} \cdot \frac{A_s}{A} + \frac{S}{H} \quad (1)$$


図-1 杭打ち後の強度増加

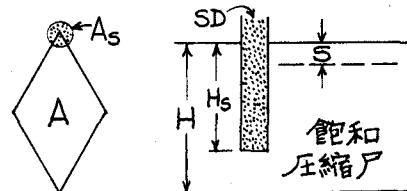


図-2 サンドドレーン(SD)の打設

ただし $H_s \geq H$ の場合は $\frac{H_s}{H} = 1$ である。 β は SD 打設中の側方流動を考慮する係数であるが、改良区間全体の平均値として(1)式を考える時には $\beta \approx 1$ とし

てよいことが多い。沈下 S が生じた時、初期含水比 w_0 からの変化分 Δw を得れば、飽和土の場合排水による体積変化率は $\left(\frac{\Delta V}{V}\right)_w = \frac{G}{1+Gw_0} \Delta w$ —(2) G : 比重

である。圧縮 P の側方流動による沈下を S_f , $S_e = S - S_f$ とすれば、

$\beta \frac{H_s}{H} \frac{A_s}{A} + \frac{S_e}{H} = \frac{G}{1+Gw_0} (\Delta w_s + \Delta w_e)$ —(3) と表わすことができ、 Δw を

SD 打設による圧密含水比変化分 Δw_s 、盛土荷重下の圧密による Δw_e とに分け、夫々 $\frac{A_s}{A}$, $\frac{S_e}{H}$ の項に対応させて考えることができる。側方流動の小さい

場合や盛土中央下では、 $S_e \approx S$, $\beta \approx 1$ とすれば、 $\frac{H_s}{H}$ のケースに対しては、

$\frac{G}{1+Gw_0} \Delta w = \frac{A_s}{A} + \frac{S}{H}$ —(4) という簡単な関係が導かれる。通常の

SD 施工例では $\frac{A_s}{A}$ は 5% 以下であるが、盛土による沈下率 $\frac{S}{H}$ に対して、無視

できない場合の多いことが明らかとなる。

(2) 式による体積変化が強度増加を決めるものであるが、含水比 w と非排水

せん断強度 S_u との関係 $w - \log S_u$ は、圧密試験結果の $w - \log p$ とほぼ平行にな

ることがよく知られている(Rutledge, 1947)。図-3は先端閉塞型の打込式

SD による試験盛土について、打設前後に実測された強度と含水比の関係をプロットしたものである。平均実測値として点 A(B), C(O) を求め、圧縮 P の代表的

な圧密結果 $w - \log p$ に平行に C を通る直線を引けば、打設直後の w_0 に対する

平均減少強度 Sur (B 点・O) を推定することができる。図-3(表-1)は、打込の境目に

おける Sur が初期強度 S_{u0} の 57~77% であることを示しているが、他のデータ

をも参照すれば、 $\alpha = \frac{Sur}{S_{u0}}$ は 0.6~0.8 の範囲にあると考えられる。現在のところ、

まだ平均値のとり方に問題があるが、表-1 の計算結果が(4)式の関係を大略、

満足することは、以上の考え方の妥当性を立証するものと云えよう。

4. 結論 図-4に示すように、まず S_{u0} と w_0 の各戸についての平均値を求め、 $Sur = (0.6 \sim 0.8) S_{u0}$ とし、A と B の位置を決める。B を通り代表的な

圧密試験結果 $w - \log p$ に平行線を引き、任意の時点 t における Δw を(3)または

(4)式より算定すれば C の位置が決まり、右時における強度増加を予測すること

が可能となる。なお(3),(4)式によれば、 $\frac{S}{H} \gg \frac{A_s}{A}$ の場合は従来通り、SD

砂注の体積の影響は無視してよいことが明らかである。

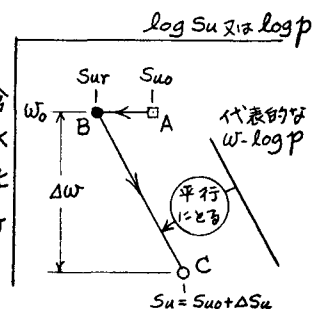
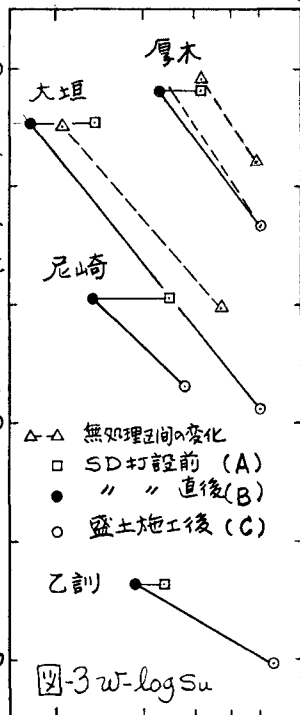


表-1 図-2に示したデータ (データはすべて道路公団報告書による)

試験盛土	打込式 SD 直長 Δ 辺長 cm m m	α = $\frac{Sur}{S_{u0}}$	Δw 測定時の 打設後経過 月数と Δw	$\left(\frac{\Delta V}{V}\right)_w$ = $\frac{G \Delta w}{1+Gw_0}$	$\left(\frac{\Delta V}{V}\right)_w = \frac{A_s}{A} + \frac{S}{H}$			平均値を とった 深度範囲	$\frac{S}{H}$ に関した値	
					$\frac{A_s}{A}$	$\frac{S}{H}$	$\frac{A_s}{A} + \frac{S}{H}$		S cm	H m
尼崎	43 2.5 10	.57	6月 7.4%	7.5%	2.7%	2.3%	5.0	4~7m	18	7.80
乙訓	43 1.6 8	.77	4 6.7	9.0	6.5	3.6	10.1	3~5	23	6.40
大垣	424 2.4 22	.61	17 24.2	21.4	2.8	14.5*	17.3	1~6	107	7.40
	無処理	—	“ 15.3	13.1	—	14.5	—	2~3	90	6.20
厚木	43 2.0 10	.73	7 11.3	9.7	3.2**	8.2	11.5	0~13	119	14.50
	無処理	—	“ 6.8	5.8	—	7.4	—	“	107	“

*上段は $\frac{S}{H}$ の下限と考えられる値、下段は上限と考えられる値 ** $\frac{H_s}{H} \cdot \frac{A_s}{A} = \frac{10}{13} \times 4.2$

[June
1976 for
JSCF
Meet]