

(54) 密な飽和砂の非排水繰返し強度と地盤液状化判定法

東京大学生産技術研究所 正員 ○ 龍岡文夫
 大成建設(株) 正員 村松正重
 梶谷調査工事(株) 正員 佐々木勉

密な飽和した砂の非排水繰返し荷重に対する強度を、繰返しぬじり単純せん断試験と繰返し三軸試験によつて調べた。これは、密な、あるいは締固めた砂地盤の地震時の液状化に対する抵抗力を評価する方法を確立するための基礎資料を得るためである。これまで、密な砂の非排水繰返し試験はあまり系統的には行われてきていない様である。近年、密な、あるいは締固めた砂地盤に設置する各種の重要構造物の地震時安定性の検討の必要性が高まってきたと思われ。従つて、上記の様な実験が今後、より多く行われる様になるであろう。DeAlbaら(1975)は、振動台上の大型単純せん断試験の結果から Monterey No.0 砂の非排水繰返し荷重による変形に対する抵抗力(強度)は、その強度の定義に用いているひずみの大きさが大きい程、密になると急速に強度が非常に大きくなる事を示唆する結果を示している。しかし、この実験には① Membrane misfit に対する補正量が大きい事、② 1種の砂に限定されている事、③ テータ数が少ない事、④ せん断応力振幅が初期液状化後も一定であるという保証がない様である事、⑤ あまりにも大規模である為、他者によるチェックがしにくい事、等の限界性がある様である。

そこで、筆者らは、表1に示す豊浦砂(細粒分を含まないで、 D_{10} の小さなきれいな砂の代表として)と、浅間山砂(細粒分を含む"自然砂"の代表として)の2種の砂で、一連の実験を行った。実験条件は表2に示す。両試験法とも、種々に実験条件を変化させて、その影響を調べた。詳細については、佐々木ら、村松ら、龍岡ら(共1981)の3論文を参照されたい。

実験結果

図1は、繰返しぬじり単純せん断試験

結果(以下CTSSと略す)による密な豊浦砂の実験結果である。繰返しせん断応力振幅 τ_y は、同じ条件における排水せん断強度 τ_{yc} よりも15%程度も大きい(図4参照)。その他にもかかかわらず、繰返

表 1. Physical Properties of Sands Tested

	Sengenyama Sand	Toyoura Sand
Particle Shape	Subangular	Angular
Specific Gravity	2.71	2.64
Maximum Void Ratio*	0.918	0.977
Minimum Void Ratio*	0.564	0.605
Mean Diameter in mm	0.23	1.46
Coefficient of Uniformity	2.87	0.162
Fine Content in percent	1.63	0

* by the method proposed by the Japanese Society of Soils Mechanics and Foundation Engineering(1980)

The values of e_{max} and e_{min} by the method proposed by Yoshimi and Ton-no(1972) were as follows.

$$\left. \begin{matrix} e_{max} = 0.96 \\ e_{min} = 0.64 \end{matrix} \right\} \text{ for Toyoura Sand}$$

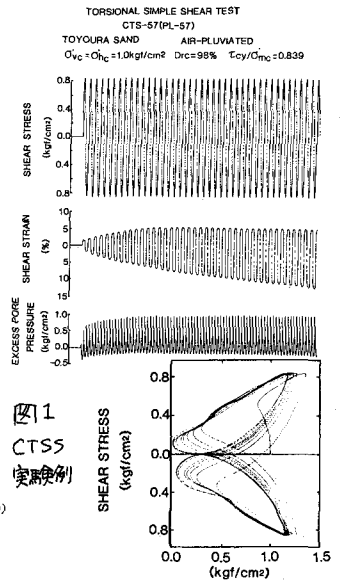


図1 CTSS 実験例

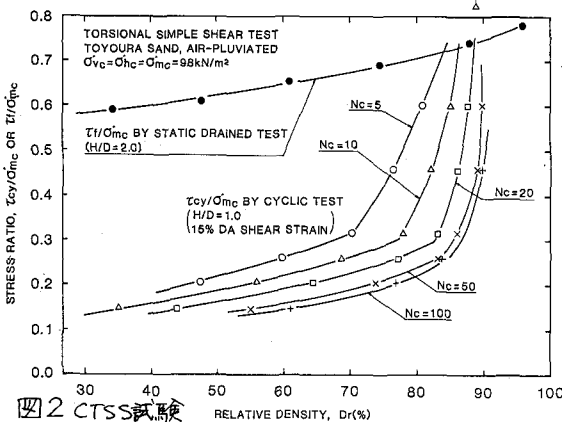


図2 CTSS試験

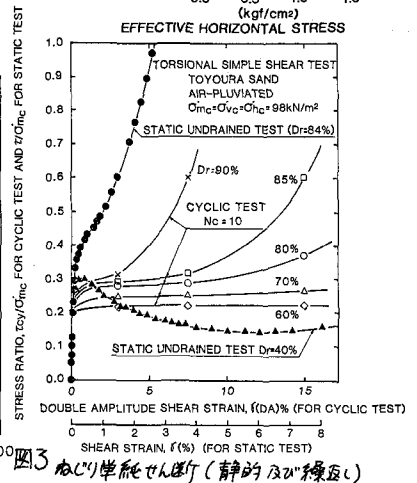


図3 ぬじり単純せん断(静的及び繰返し)

し非排水荷に対して有限のひずみしか発生していない。これは、有効応力が $\sigma' = 0$ の時に一時的にゼロに近くなるが、dilatancyにより有効応力経路が破壊包絡線に沿って変化しての増加に伴ない有効応力が再び増加するためと思われる。密な程、小さなひずみ変化により dilatancy を発揮できるのであろう。図2は、等方圧密した豊浦砂のCTS S試験のまとめであり、横軸は、土質工学会案による定めた e_{max} , e_{min} の値を用いた時の相対密度 $D_r = (e_{max} - e) / (e_{max} - e_{min}) \times 100 (\%)$ であり、縦軸は、繰返し回数 $N_c = 5, 10, 20, 50, 100$ 回ごとひずみ γ が両振幅で15%になる応力比 τ_{cy} / σ'_{mc} である。この N_c に対してもある相対密度の値から急に強くなる。注目すべき事は、 N_c が大きくなる程、 τ_{cy} / σ'_{mc} の値が急増しはじめる D_r の値(以下 $(D_r)_{critical}$ と記す)の N_c の変化に対する変化率が小さくなる事である。これは、多少 τ_{cy} / σ'_{mc} , N_c が大ききとも、15%という大きなひずみが発生しない密度の限界値がある事を示唆している。比較のために、図2には、同じ条件の供試体を排水せん断した時のせん断強度 τ_f の値を示してある(福島ら(1981))。 $D_r < (D_r)_{critical}$ では、 τ_{cy} / σ'_{mc} は τ_f / σ'_{mc} より相当小さく、静的強度とは別に繰返し効果を考慮する必要があるので理解できるが、 $D_r > (D_r)_{critical}$ では、 τ_{cy} / σ'_{mc} は τ_f / σ'_{mc} より大きくなる事もあり得るのだから、特に繰返し効果を考慮して動的強度を求める事の意義は小さいものと思われる。即ち、 $D_r < (D_r)_{critical}$ での τ_{cy} / σ'_{mc} の値を求めると、 $(D_r)_{critical}$ の値を求めると意味が大きいと思われる。図3は、 $N_c = 10$ における τ_{cy} / σ'_{mc} とせん断ひずみ(両振幅)の関係を示したものである。 D_r が大きいく程、 $\gamma(CDA)$ が大きくなるように凸の曲線になる。この場合は、より大きな $\gamma(CDA)$ に対しては、より大きな τ_{cy} / σ'_{mc} の値が必要である事を意味している。液状化現象は、ひずみが制限、あるいは非常に大きく生ずる現象に対応していると考へれば、ある程度大きなひずみ量で強度を定義してもよいものと考えられる。又、静的排水強度もある程度ひずみが生じてから発揮される。以前、三軸状態で軸ひずみ両振幅 δ を5%ないし6%(せん断ひずみ δ が7.5%ないし9%)で強度を定義した(Iwasaki, et al (1978))。しかし、図3を見ると、もう少し大きい方が、 D_r による強度差が小さく、 $\tau_{cy} / \sigma'_{mc} \sim \gamma(CDA)$ 関係の特徴をうまく表現できる様である。本論文では、 $\gamma(CDA) = 15\%$ を用いている。図3には福島ら(1980)による静的非排水

表2 (a) 繰返し軸せん断試験実験条件
供試体: 高さ100mm, 外径100mm, 内径60mm
繰返し荷重: 空圧式, 0.5Hz サイン波

砂の種類	供試体作製法	圧密応力 (kgf/cm ²)			繰返し載荷中の鉛直変位
		σ'_c	σ'_{hc}	τ_c	
豊浦砂	空中落打法 (AIR PLUVIATION)	/	/	0	自由
	不能和静面め法 (WET TAMPING)	$\sigma'_{rc} = 1, \sigma'_{hc} = 1/2$			
	不能和振動法 (WET VIBRATION)	/	/		自由
浅間山砂	空中落打法 (AIR PLUVIATION)	2	1	0	なし (平面状)
				0.2	
				0.4	

(b) 繰返し三軸試験実験条件
等方圧密: $\sigma'_c = \sigma'_{mc} = 1 \text{ kgf/cm}^2 (98 \text{ kN/m}^2)$
繰返し荷重: 空圧式, サイン波

NO.	供試体作製法	密度調節法	供試体高さ (H)(mm)	供試体直径 (D)(mm)	H/D	端面条件	載荷周期 SIN波(Hz)
1	AIR PLUVIATION	落下高さの変化	150	75	2.0	REGULAR END	0.5
2	AIR PLUVIATION	落下高さの変化	150	70	2.1	LUBRICATED END	0.05
3	AIR PLUVIATION	落下高さの変化	40	70	0.6	LUBRICATED END	0.05
4	WET TAMPING	$w = 3\%$, 3層	40	70	0.6	LUBRICATED END	0.05
5	WATER PLUVIATION	$w = 3\%$ を越えて大きく	150	75	2.0	REGULAR END	0.5
6	WET TAMPING	$w = 3\%$, 6層	150	75	2.0	REGULAR END	0.5

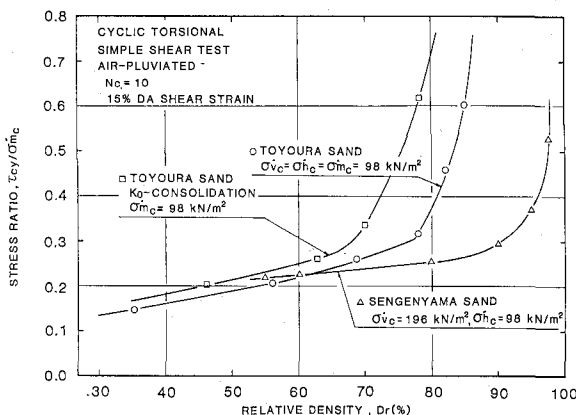


図4 CTSS試験における砂と圧密条件による動的強度変化

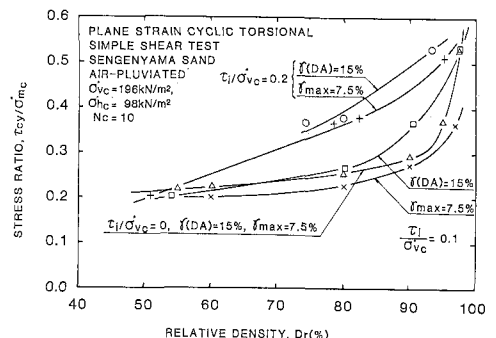


図5 浅間山砂の動的強度に及ぼす τ_c の影響

試験の結果も示してある。この場合、曲線が下に凸になるのは、先に述べた dilatancy の為であり、 $D_r = 84\%$ の時は、dilatancy が F になり、非常に強くなる。 D_r が大きい時の $\tau_{cy}/\sigma'_m \sim \gamma(DA)$ 曲線と静的試験での $\tau/\sigma'_m \sim \gamma$ 関係が似ているのは、共に dilatancy が卓越している為である。

これまで全て、砂の密度を相対密度で表わし、その関数として動的強度を表わしてきた。しかし、 D_r の値が、一般的に動的強度が求まる訳ではないし、原位置の動的強度を D_r を媒介として求めるのが必ずしも適切ではないであろう。その理由の第1は、密になる程、同一の e に対して、 D_r の値が e_{min} の値に左右されやすい事である。例えば、吉見・高野法 (Yoshimi, et al. (1972)) で求めた豊浦砂の e_{max}, e_{min} はそれぞれ 0.96, 0.64 だったが、新しい土質工学会案によると、0.977, 0.605 となった。例えば、 $e = 0.65$ は、吉見・高野法によると、 $D_r = 97\%$ であるが、土質工学会案によると、 $D_r = 88\%$ である。同一の砂でも、 e_{max}, e_{min} の求め方により変化するという事は、適切とは言えない。第2の理由は、原位置の D_r の値を正確に求めるのは、結局むづかしい事であり、第3の理由は、同一の D_r に対しても、以下に示す様に条件が変化すれば、動的強度の値が大きく変わるからである。

図4は、同一の砂(豊浦砂)で、 τ_{cy}/σ'_m ($\sigma'_m = \frac{1+2K_0}{3}\sigma'_v$) で表わした動的強度は、密になると、 K_0 が密にした試料の方が、等方圧密した試料よりも大きい事、又、同一に等方圧密した平面ひずみ状態と繰返し載荷しても、密になると豊浦砂(□印)の方が浅間山砂(△印)よりはるかに大きな動的強度を有する事を示している。

図5は、浅間山砂を用いて、初期せん断応力 τ_i (圧密中に加えた値)の影響を調べた結果である。図中の γ_{max} は、その繰返しサイクル中に生じた最大のせん断ひずみであり、対称に変形している時 ($\tau_i = 0$ の時)は、 $\gamma_{max} = \frac{1}{2}\gamma(DA)$ である。図から、密になる程、 τ_i の影響は大きい事が分かる。

図6は、CTSS 試験及び、繰返し三軸試験(以下、CTX と略す)における試料の作製法の影響を示したものである。一般に、密になる程、同一の試験法における試料の作製法の違い、即ち砂の構造の違いの影響は大きく、又、同一の試料の作製法に対する試験法の相違の影響も大きい。

図7は、CTX 試験における各種試験法の影響を調べた結果であるが、この場合も、同一の D_r に対する強度は、密になる程、試験法の影響により、大きく変化している事が示されている。

原位置の動的強度を、相対密度を媒介とせず、 N 値等から直接推定する方法が色々提案されている(図8)。今回の実験は、 D_r を用いて結果を整理しているが、今回の実験結果と、上記の N 値等を用いる方法は直接結びつける事はできない。しかし、ある仮定を用いて、両者を結びつけて議論してみる。

N 値等による地盤の液状化に対する抵抗力 R の推定法

R は、次の様に定義する；液状化に対する点安全率を $F_L = R/L$ とし、 $L = \tau_{max}/\sigma'_v$ (τ_{max} は、地震動に

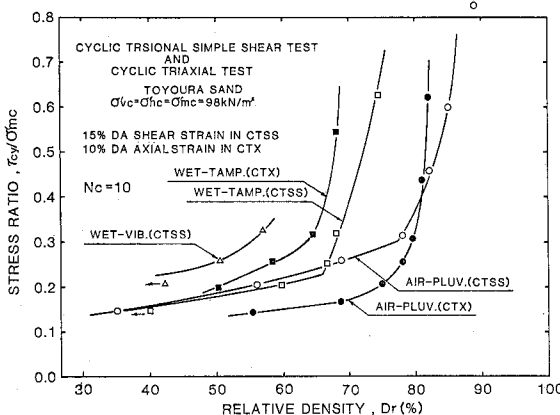


図6, CTSS 及び CTX 試験における諸条件の影響

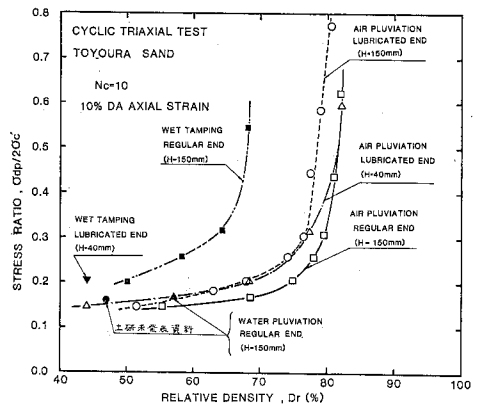


図7, CTX 試験における諸条件の影響

よる最大せん断応力、 σ_v' は有効上載圧)とした時の R (Iwasaki, et al. (1978), Tatsuoka, et al. (1980))。

図8中の D_r^* は N 値と、 σ_v' の10% \times τ である。時松・吉見(1980)の曲線(C)は中粗砂に対するもので、柴田(1981)の曲線(D)は、 $\sigma_v' = 0.75 \text{ kgf/cm}^2$ に対するものである。(A)の曲線は、 $D_{50} = 0.35 \text{ mm}$ 、(B)の曲線は、 $M = 7.5$ に対するものである。4つの曲線を比べて見ると、(A)の曲線を除き D_r^* が大きくなると R が急速に大きくなる型をしている。

今、豊浦砂と浅間山砂について、次の仮定をしてみよう。①空中落下法で作製し、正規圧密状態にある時、 $D_r^* = 21\sqrt{N/(\sigma_v' + 0.7)} = D_r \left(\frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}} \times 100 \right)$ が成り立つ。② $\gamma(DA) = 15\%$ 、 $N_c = 20$ で定義した動的強度で液状化の判定が出来る。この仮定による豊浦砂・浅間山砂の $R \sim D_r^*$ 関係が図8中に示されている。両曲線の差は大きい。大きな D_r^* で R が急増する事を示唆している様にも見える。しかし、上記の仮定は、裏証されていないので、確定的な事は言えない。②に関して言えば、地震動のランダム性に対する補正係数 C_2 (Iwasaki, et al. (1978)) についてこの再評価が必要である。

まとめ

- (1) ある密度以上になると、飽和砂の非排水繰返し荷重に対する変形抵抗力は、急速に増加し、 τ すみが増大する程、密度による強度差が非常に大きくなる。
- (2) 密になる程、同一の密度(相対密度)に対する強度は、試験法(CTSS, CTX)、試料の構造、砂の種類、圧密状態、等々の影響を強く受ける様になる。
- (3) 室内実験の結果からある仮定に基づいて、原位置での液状化に対する抵抗力 R と $D_r^* = 21\sqrt{N/(\sigma_v' + 0.7)}$ の関係を推測すると、 D_r^* が大きい所では、 R は D_r^* に比例せず、 D_r^* の増加に伴い急速に増加する可能性がある。しかし、この事を直接裏付けるデータは、殆んどないと思われる。

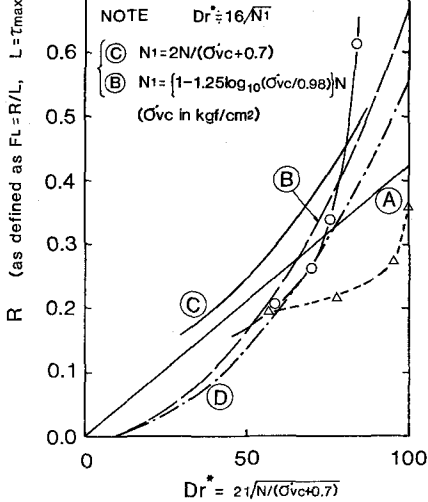
謝辞

実験装置は、東京大学生産技術研究所試作工場で作成したものであり、製作四面は松村と佐藤剛司、山田真一両氏が作製した。実験は、関真一・山田真一両氏に手伝っていただいた。又、四面トレーは、高光道枝氏に手伝っていただいた。末筆ながら関係諸氏に感謝の意を表す。

参考文献

① De Alba, et al. (1975), "Determination of soil liquefaction characteristics by large scale laboratory tests," EERC 75-14, Univ. of Cal. Berkeley, ② 佐々木ら(1981) "振動三軸試験における試験条件が砂の液状化強度に及ぼす影響", ③ 村松ら(1981), "振動三軸及動的三軸"単軸試験による密な砂の液状化特性, ④ 龍岡ら(1981) "砂の平面ひずみ繰返し三軸"単軸せん断非排水試験", ⑤ 福島ら(1981), "三軸"単軸せん断試験における砂とガラスビーズの強度の拘束圧依存性", (③~⑤は、第16回土質工学研究発表会), ⑥ 福島ら(1980), "非排水三軸"単軸せん断試験における法効果", 第35回土木学会, ⑦ Yoshimi, et al. (1972), "Statistical significance of the relative density," ASTM, STP No. 523 ⑧ Iwasaki, et al. (1978), "A practical method for assessing soil liquefaction potential....," 2nd Microzonation, ⑨ Tatsuoka, et al. (1980), "Standard penetration tests....," S. Q. F. Vol. 20, No. 4 ⑩ Seed, (1979), "Soil liquefaction," ASCE, No. 972 ⑪ 時松・吉見(1980), "液状化判定法についての一考察", 第1回土質工学研究発表会, ⑫ 柴田 徹(1981), "砂地盤の液状化抵抗とN値", 第16回土質工学研究発表会

	R =	REMARKS	REFERENCE
A	0.0042 D_r^*	$D_{50} = 0.35 \text{ mm}$	IWASAKI, et al. (1978)
B	$(D_r^*/123)^2$	$M = 7.5$	SEED (1979)
C	$(D_r^*/139)^2 \times 10.17$	MEDIUM TO COARSE SAND	TOKIMATSU AND YOSHIMI (1980)
D	$(D_r^*/135)^2$	$\sigma_v' = 0.75 \text{ kgf/cm}^2$	SHIBATA (1980)



NOTE $D_r^* = 16/\sqrt{N}$
 (C) $N_1 = 2N/(\sigma_v' + 0.7)$
 (B) $N_1 = \{1 - 1.25 \log_{10}(\sigma_v'/0.98)\} N$
 (σ_v' in kgf/cm^2)

CYCLIC PLANE STRAIN UNDRAINED TORSIONAL SIMPLE SHEAR TEST $R = \tau/\sigma_v'$ for $\gamma(DA) = 15\%$ at $N_c = 20$
 $D_r^* = D_r \left(\frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}} \right) \times 100$

—○—○— : TOYOURA SAND, K_0 -CONSOLIDATED, $\sigma_v' = 1 \text{ kgf/cm}^2$
 ---△---△--- : SENGENYAMA SAND, $\sigma_v' = 2 \text{ kgf/cm}^2$, $\sigma_{vc} = 1 \text{ kgf/cm}^2$ (AIR-PLUVIATED)

図8 N値等から砂の液状化に対する抵抗力 R を推定する各種方法と、仮定に基づく 実験から求めた $R \sim D_r^*$ 関係