

飽和砂地盤の液状化に関する遠心力載荷実験

北 勝利・柴田 徹

ASSESSMENT OF LIQUEFACTION POTENTIAL OF SAND UNDER CENTRIFUGAL CONDITIONS

By Katsutoshi KITA and Toru SHIBATA

Synopsis

This paper concerns with the applicability of cone penetration tests and measurement of shear wave velocities for assessing the liquefaction resistance of sandy deposits. The miniature cone penetration tests and the measurement of shear wave velocities were carried out before and after the shaking table tests of the silicone oil-saturated horizontal layer under 50—g centrifugal condition. The cone tip resistance (q_c) and the shear wave velocity (V) were well correlated to the void ratio of the ground. Judging from the very limited number of experimental results, q_c and V could be good indices of the in-situ liquefaction potential.

1. はじめに

1964年の新潟地震以来、地震時における砂地盤の液状化現象が注目を集めてきている。研究面では、繰返し載荷時の砂の挙動を説明し得る構成方程式や、二相混合体理論による数値解析手法などの理論的研究と共に、要素試験や模型実験、原位置試験による地盤の液状化現象の解明が進められてきた。実務面では、標準貫入試験結果に基づく液状化の簡易判定手法が適用されている¹⁾。

地盤の液状化抵抗を原位置試験より推定する手法としては、標準貫入試験が代表的であるが、近年では探査に要する時間が短く、深さ方向に連続的な地盤のプロフィールを得られること、オペレータによる実験結果のばらつきが小さいなどの利点より、コーン貫入試験が注目されている。現状のコーン貫入試験による地盤の液状化強度の推定法は、主に次の2つの相関関係に立脚している²⁾。

- ①標準貫入試験 N 値とコーン貫入抵抗との相関、
- ②土槽実験や現場実験でのコーン貫入試験結果と、不攪乱もしくは再構成試料を用いた繰返し三軸試験などより求められた液状化強度との関係。

これらの相関関係に基づく液状化判定法の有効性を検証するにあたり、地震前のコーン貫入試験結果と地震時の液状化特性との直接的関係を与える実地データが不足していることが、問題点として指摘できる。

一方時松らは、微小ひずみ領域における土の変形特性が、液状化強度に影響を及ぼすことより、土の密度や初期構造を反映したせん断剛性 G_{max} と液状化強度との間に相関性があることを示した³⁾。そして、初期せん断剛性と密接な関係にあるせん断波速度を現場計測し、液状化強度を推定する方法を提案している。せん断波速度など弾性波速度による地盤探査は、トモグラフィ手法の発展により、パラメータの空間的分布を精度良く同定できれば、実地盤の液状化特性において重要な役割を果たす低速度スポットなど弱層の検出に

有力な手段となる。すなわち、材料物性に基づく局所的な液状化アセスメントのみならず、全体的な液状化危険度判定の手段として、弾性波速度計測は有望であると考えられる。しかし、本手法においても、適用性を支持する事例数が不十分であり、今後の検証データの蓄積が必要である。

以上の問題点（液状化判定法の有効性を支持するデータ数の不足）については、地震の偶発性を考慮すると現地データによる早期の解決は望み難く、模型実験によるデータ蓄積が現実的に有効な手段となる。

模型実験のうち、小型模型実験は実験労力が少なく、実験条件のコントロールが容易である利点を持つ。液状化現象を含め、土の変形破壊特性は有効拘束圧に依存するため、模型実験では幾何学的相似性と共に、力学的相似性を考慮する必要がある。遠心模型実験は、小型模型に遠心力を負荷して見掛けの重力加速度を増大させることにより、模型内に大きな自重応力を生成できるため、大深度の地盤のモデル化に適しているといえる。

本研究では、遠心力場において飽和砂地盤の液状化実験を行い、その前後でせん断波速度計測とミニチュアコン貫入試験を行っている。そして、これら“原位置試験”で計測されたパラメータと、飽和砂地盤の間隙比や液状化抵抗などとの関係について検討を加えている。

2. 実験概要

遠心力場における動的実験の相似則を Table. 1 に示す⁴⁾。飽和土の動的遠心模型実験では、動的変形における時間の相似率と間隙圧消散に関する時間の相似率の整合性が問題となる。本実験では、間隙流体として水の約50倍の粘性をもつシリコンオイルを使用することにより、間隙圧消散の時間相似率を動的変形現象のそれに合致させた。遠心力载荷は、京都大学防災研究所のビーム型装置（有効回転半径 2.5 m）による。

2.1 模型地盤と実験手順

試料容器として、振動実験での土槽境界での地盤の変形拘束を緩和するために、矩形アルミ枠を20段積層

したせん断土槽を用いている⁴⁾。土槽内寸法は幅 450 mm，奥行 150 mm，高さ 212 mm である。矩形せん断土槽の特徴として、土槽高さに比べて振動方向の土槽幅を長くとれるため、地盤のせん断変形モードが曲げ変形モードに対し卓越することが挙げられる。アルミ層間にはローラーベアリングを配置しており、摩擦の低減が図られている。また土槽内壁には、間隙流体の漏洩を防ぐために、メンブレンが取り付けられている。

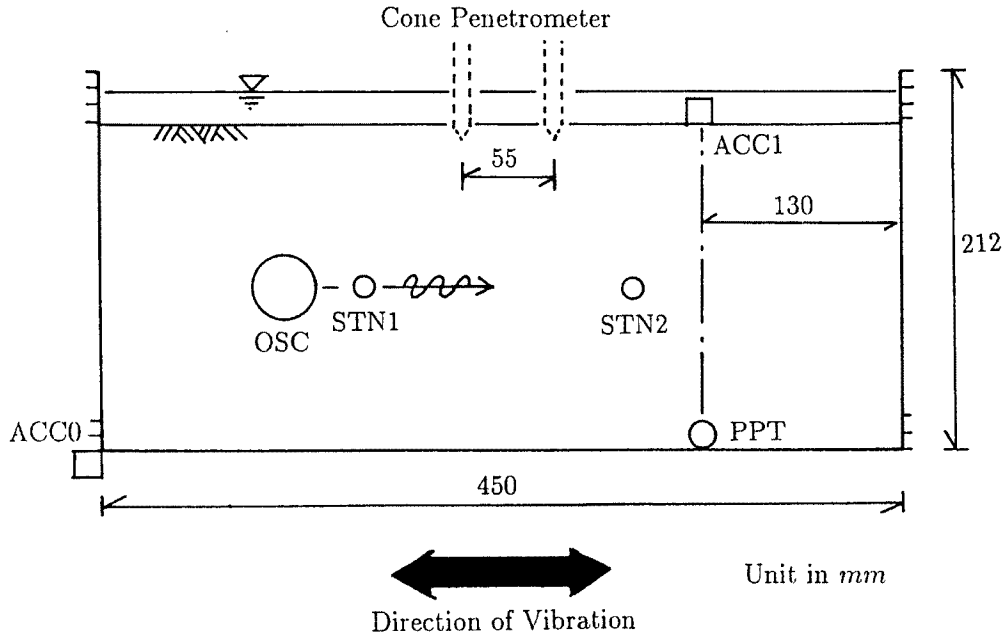
模型地盤は、せん断土槽内に脱気したシリコンオイルを流入し、オイル中に気乾状態の珪砂 8 号をスプーンで撒き出すことにより作成した。珪砂 8 号の物理特性は次の通りである；土粒子比重 $G_s = 2.638$ ，平均粒径 $D_{50} = 0.07$ mm，最大間隙比 $e_{max} = 1.472$ ，最小間隙比 $e_{min} = 0.818$ 。また、地盤の飽和度を高めるために、地盤作成途中および、地盤作成後に各々 1 時間の真空脱気を行った。

センサ類の配置模式図を Fig. 1 に示す。地盤の作成途中で、土槽底面に間隙圧センサ (Fig. 1 中の PPT; 共和電業製 B 89-2551 S 1) を、また地盤中の土被り 70 mm-90 mm の位置に、せん断波速度計測のための振動子 (OSC) や加速度センサ (STN1, STN2; TEAC 社製 501 型) を埋設した。振動台および地盤表面に圧電型加速度センサ (ACC0, ACC1; TEAC 社製 501 型および 501 FS 型) を設置して、振動方向加速度を計測した。

実験手順は次のとおりである。模型地盤作成後、土槽をプラットフォーム上の振動台に固定する。50 g 遠

Table 1. Similitude for Dynamic Centrifuge Model Tesing

	Similitude
Centrifugal Acceleration	$1/\lambda$
Length	λ
Stress	1
Strain	1
Mass Density	1
Displacement	λ
Acceleration of Vibration	$1/\lambda$
Time (Dynamic Deformation)	λ
Time (Diffusion)	λ^2



OSC : Shear Wave Source
 STN1, STN2 : Shear Wave Receivers
 ACC0, ACC1 : Accelerometers
 PPT : Pore Pressure Transducer

Fig. 1. Location of Transducers and Devices for Shaking Table Tests and Measurement of Shear Wave Velocities.

心力で30分間圧密した後，遠心力を除荷，地盤表面沈下量を計測し，コーン貫入位置を調整する。再び 50 g の遠心力を负荷した状態で，せん断波速度の計測とコーン貫入試験を実施する。コーン貫入試験後遠心力を除荷し，振動実験用油圧アキュムレータに蓄圧する。50 g 遠心力場において振動実験を行った後，せん断波速度を計測する。以後遠心力場でのコーン貫入試験，振動実験，せん断波速度の計測を，遠心力の除荷负荷を間に挟みながら繰り返す。なお遠心力载荷やコーン貫入試験，振動実験の直後は，10分間以上にわたり定常遠心力場を加えて，過剰間隙圧を消散せしめた。

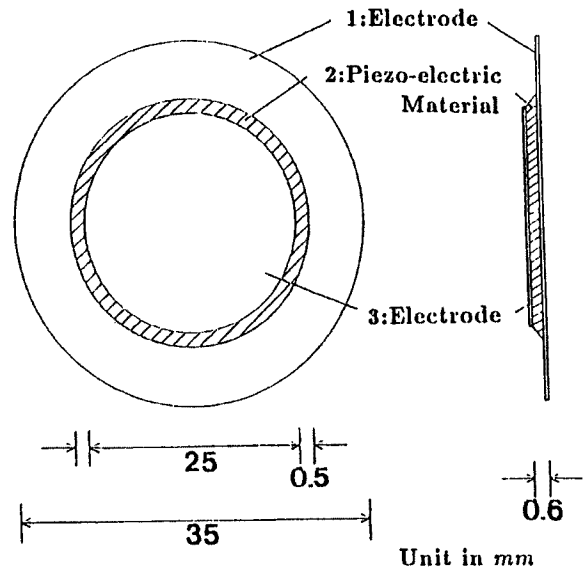


Fig. 2. Piezo-electric Oscillator.

2.2 弾性波速度計測

弾性波速度計測⁵⁾において，波動発信源として使用した円盤型圧電振動子を Fig. 2 に示す。

圧電振動子は，圧電素子 (Fig. 2 中の2) が金属板 (1) と金属板 (3) の両電箔に挟まれた構造となっている。両電極間に電位差を与えることにより，圧電素子が伸縮し，周囲にじょう乱が生じる。

遠心力場における弾性波速度計測システムを Fig. 3 に示す。観測室内のファンクションジェネレータ (Fig.3 中の1) より発信された周波数 10 kHz, 両振幅 10 V の単発矩形電圧は, スリップリングを通じて回転アーム上のアンプ (2) に転送される。アンプで両振幅 100 V に増幅された電圧信号は, 地盤中 (3) に埋設された圧電振動子 (4) に負荷され, 地盤内にじょう乱が生じ波動として伝播する。地盤中を伝播する波動は, 地盤内の 2 点に埋設した圧電型加速度センサ (5) によって感知される。加速度センサからの信号は, アーム上の加速度信号用アンプ (6) にて増幅された後, スリップリングを通じて, 観測室内のデジタルストレージスコープ (7) に一旦収録される。加速度記録はストレージスコープで A/D 変換した後, IEEE-448 バスを通じてパーソナルコンピュータ (8) へと転送される。サンプリング時間間隔は, 波動伝播速度に応じて, $0.5 \mu\text{sec} \sim 2.5 \mu\text{sec}$ とした。

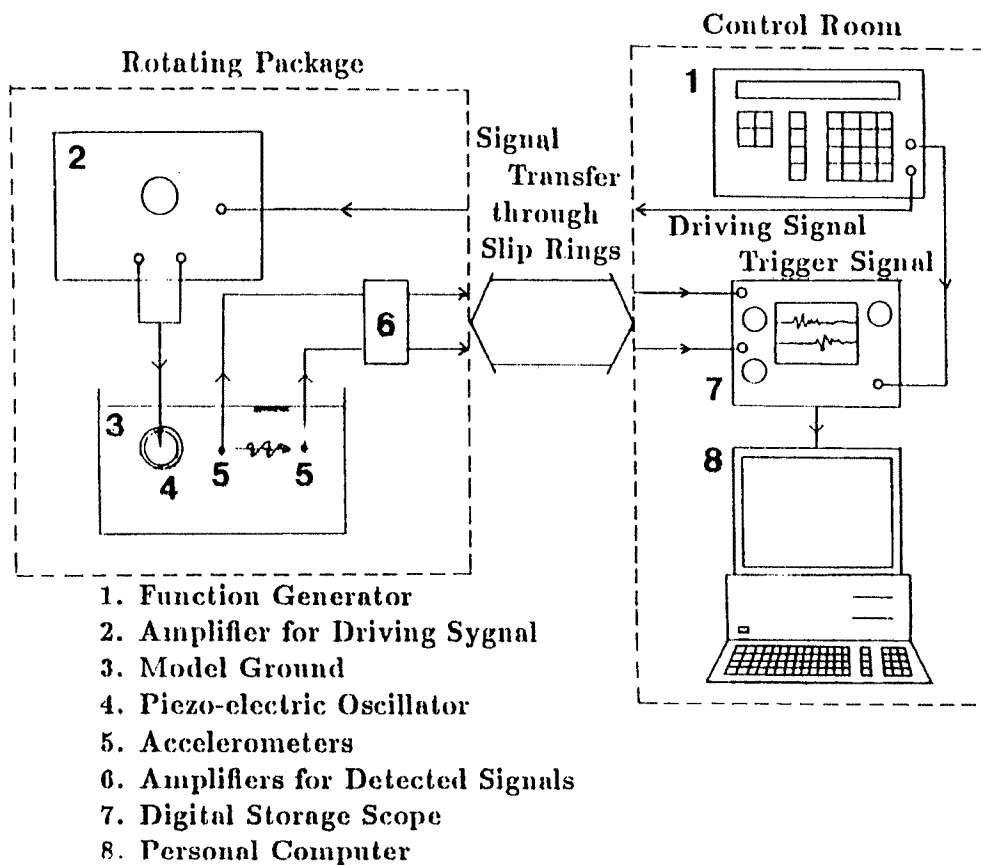


Fig. 3. Experimental System for Measurement of Shear Wave Velocities.

2.3 ミニチュアコーン貫入試験

飽和砂地盤の液状化実験前後で, 2 成分 (先端抵抗と間隙圧) ミニチュアコーン貫入試験を行った。間隙圧はコーン部直上で計測している。コーン直径は $D = 10 \text{ mm}$ であり, 50 g 遠心力場においては直径 0.5 m に相当する。また土槽奥行き (150 mm) はコーン径に対し十分ではなく, コーン貫入抵抗は, 寸法効果と共に, 土槽境界の影響を受けているものと考えられる。しかし現段階では定量的な補正法がなく, 以下ではコーン貫入抵抗値として無補正の値を用いる。

通常重力場において、目測でコーン先端位置を地盤表面に調整した後、遠心力を负荷した状態で速度制御式モータを用いて、地盤中にコーンペネトロメータを 110 mm 貫入した。コーン先端抵抗センサおよび間隙圧センサについては、スリップリングを通じて直接データロガー（東京測器製 TDS 301）に接続した。貫入深度は、エンコーダを用いて駆動モータの累積回転数を計量し、専用シグナルコンディショナを介してデータロガーに転送した。コーン貫入位置については液状化実験前後で 5.5 D (D はコーン直径) 離し、液状化前の貫入試験が液状化後の貫入抵抗に及ぼす影響を出来る限り減らすようにした。

2.4 振動载荷実験

油圧サーボ制御式振動载荷装置⁴⁾を用いて、50 g の遠心加速度場において振動数 70 Hz (通常重力場では 1.4 Hz に対応) の正弦波を 30 波加振した。振動実験において計測した地盤加速度や間隙圧は、回転アーム上のデジタル動ひずみ計 (東京測器製 DRA 10 A) に一旦収録・A/D 変換した後、スリップリングを通して、観測室内のパーソナルコンピュータへデジタル信号として転送する。サンプリング時間間隔は 1 msec である。

3. 実験結果とその検討

本実験では 5 種類の地盤について“原位置試験”と液状化実験を行った。各ケースの実験条件、および主たる計測結果を Table. 2 にまとめる。

Table 2. Summary of Experiments

Series	Case	e	D_r (%)	z^* (mm)	V (m/sec)	q_c (kgf/cm ²)	α_{rms} (gal)	N_L
1	1-1	0.92	85	87	126	34	122	8.8
	1-2	0.89	88	86	128	40	111	10.2
2	2-1	0.92	85	61	120	41	63	9.1
	2-2	0.91	86	61	103	30	68	27.3
3	3-1	1.14	51	65	109	17.5	75	1.6
	3-2	1.04	65	62	109	19.3	71	3.2
	3-3	1.00	73	61	115	29.5	71	4.9
4	4-1	1.12	54	77	115	16.5	56	4.7
	4-2	1.02	70	73	114	23	54	6.6
	4-3	0.99	74	72	124	28.5	53	13.3
	4-4	0.95	80	71	121	32	51	21.7
5	5-1	0.85	95	67	159	51	47	N.L.
	5-2	0.84	97	67	142	56	46	N.L.

e : Void Ratio

D_r : Relative Density

z^* : Average Depth of Devices for Shear Wave Detection

V : Shear Wave Velocity

q_c : Cone Tip Resistance at 70mm below the Ground Surface

α_{rms} : Intensity of Input Acceleration in terms of Root-Mean-Square

N_L : Number of Cycles to Cause Liquefaction

N.L.: Not Liquefied ($N_L > 30$)

3.1 せん断波速度

(1) せん断波速度の有効拘束圧依存性と曲線波線の影響

50 g の遠心力場において計測した加速度波形例を Fig. 4 に示す。地盤間隙比は $e = 0.92$ ，土被りは $z^* = 87 \text{ mm}$ である。初期に P 波に起因した高周波じょう乱が現れた後，せん断波による比較的低周波で振幅の大きな動揺が計測されている。2 個の加速度センサ間の距離は $dL = 124 \text{ mm}$ ，Fig. 4 中の矢印で示された主要動のピーク位相間の時刻差 $dT = 0.935 \text{ msec}$ より，せん断波伝播速度 $V = dL/dT = 126 \text{ m/sec}$ と計算される。

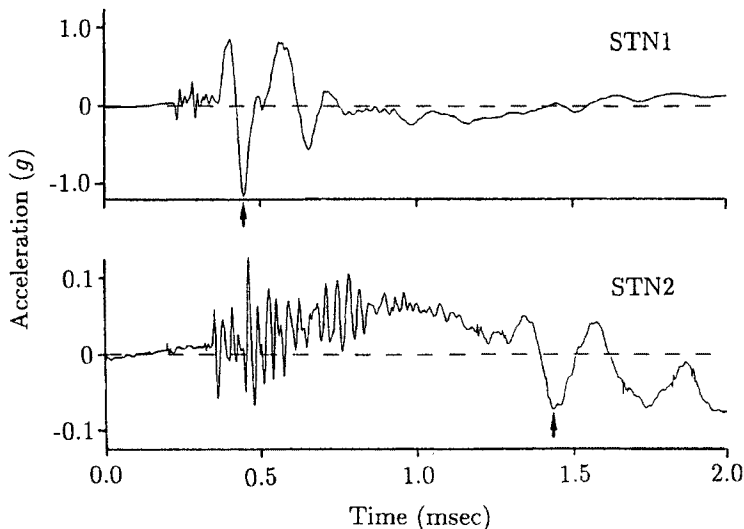


Fig. 4. Measured Accelerograms in Shear Wave Measurement.

遠心加速度とせん断波速度の関係を Fig. 5 に示す。遠心加速度の増大と共に波速計測深度における有効拘束圧が増大し，これに伴いせん断波速度も増加していることが分かる。

せん断波速度が有効拘束圧，すなわち土被り厚の増加に伴い上昇することより，波源から発信された波動が，波源や受信子より深い高速度層を通過して受信子に到達することが予想される。Hryciw⁶⁾は，波動伝播速度が深さ方向に線型的に増加する地盤を想定して，曲線波線を考慮した波動伝播速度の補正計算式を誘導している。Hryciw のモデルでは，水平地盤内の同一深度に波源と受信点が配置されており，本実験のセンサ配置と一致している (Fig. 6 参照)。

いま地盤のせん断波速度構造を式(1)で仮定する。

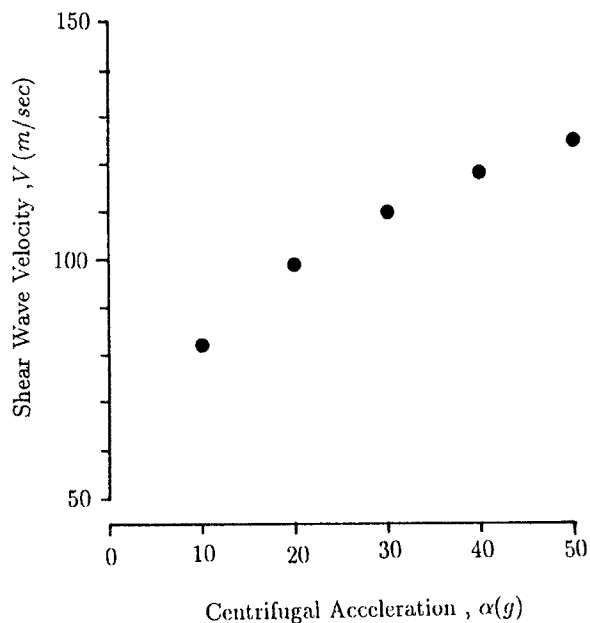


Fig. 5. Variation of Shear Wave Velocity, V , with Centrifugal Acceleration, α .

$$V(z) = V(z^*) + m(z^*) \cdot (z - z^*) \dots\dots\dots (1)$$

ここに、 $V(z)$: 深さ z における‘真の’せん断波速度、 m : ‘真の’せん断波速度の深さ方向変化率、 z^* : 波源と受信子の深度、である。波源より受信子までの直線距離を L 、波動の到達時間を T とすると、 $z = z^*$ における‘真の’せん断波速度は式(2)で与えられる。

$$V(z^*) = \frac{Lm}{2} \tan [2 \tan^{-1} (e^{-Tm/2})] \dots\dots\dots (2)$$

式(1)および式(2)より、50 g 遠心力場での‘計測’せん断波速度 $V = L/T$ に含まれる、曲線波線に起因した誤差の評価を試みる。まず Fig. 5 に示した遠心加速度とせん断波速度の関係を、換算土被り深さとせん断波速度の関係に変換する。Fig. 5 の実験では土被りが 87 mm であるから、40 g 場では $z_{50}^* = 3.48 \text{ m}$ 、50 g 場では $z_{50}^* = 4.35 \text{ m}$ の換算土被りとなる。40 g 場および50 g 場における換算土被りと‘計測’せん断波速度より、 $m = (V_{50} - V_{40}) / (z_{50}^* - z_{40}^*)$ としてパラメータ m の第一近似を与える。次に式(2)より z_{50}^* および z_{40}^* におけるせん断波速度の第2近似を計算する。ここでは誤差の概略検討を目的として、式(2)中 L と T には、それぞれセンサ間距離と両センサでのピーク位相の時刻差を代入する。せん断波速度の第2近似値よりパラメータ m を更新する。以下同様に、せん断波速度値が収束するまで上記計算を繰り返す。収束計算より、50 g 場での‘真の’せん断波速度 $V = 125 \text{ m/sec}$ を得た。一方‘計測’せん断波速度は $V = 126 \text{ m/sec}$ であり、‘真値’からの誤差は1%以下である。よって、以下の考察においては波線曲率の補正は行わず、‘計測値’を採用することとする。

(2) せん断剛性と間隙比の関係

Iwasaki and Tatsuoka は、ねじり共振法試験結果より、微小ひずみ領域 (せん断ひずみ $\gamma = 10^{-6}$) における、砂のせん断剛性 G_0 (kgf/cm²) と間隙比 e 、平均有効拘束圧 σ'_m (kgf/cm²) の関係式として、次式を提案している⁷⁾。

$$G_0 = 900 \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} (\sigma'_m)^{0.4} \dots\dots\dots (3)$$

そこで、本実験で計測したせん断波速度 V と地盤の平均密度 ρ より計算されるせん断剛性 $G_{0m} = \rho V^2$ を、式(4)を参考に有効土被り圧 σ'_{v0} で正規化し、間隙比に対してプロットした (Fig. 7)。

$$G_0^* = G_{0m} / (\sigma'_{v0})^{0.4} \dots\dots\dots (4)$$

Fig. 7 より、間隙比の減少と共に、正規化したせん断剛性 G_0^* が増加することが分かる。また同図中には、Iwasaki and Tatsuoka の提案式(1)に静止土圧係数 $K_0 = 0.4$ および $K_0 = 0.8$ を仮定して計算した正規化せん断剛性と間隙比の関係を示している。本実験で計測されたせん断剛性と間隙比の関係は、岩崎らの経験式により与えられる関係と定性的に一致していることがわかる。

3.2 ミニチュアコーン貫入抵抗

ミニチュアコーン貫入試験で計測された、代表的な貫入量と先端抵抗の関係、および貫入量と間隙圧の関係を Fig. 8 に示す。貫入量については実測値を50倍することにより、遠心力場でのスケールに換算している。貫入量と先端抵抗の関係 (Fig. 8(a)) に注目すると、貫入深度が 2.5 m 以浅では、貫入に伴う先端抵抗の増加率が大きいのに対し、2.5 m 以深では先端抵抗の増加率は鈍化する。この理由として、貫入抵抗の動員形態がそれ以浅の‘浅い貫入’から、‘深い貫入’へと移行したことが考えられる。また、貫入量が 4 m

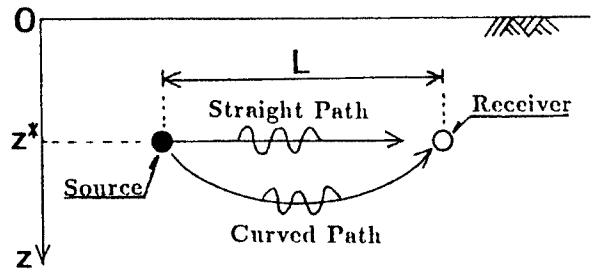


Fig. 6. Curved Ray-Path and Definition of Variables for Theoretical Assessment.

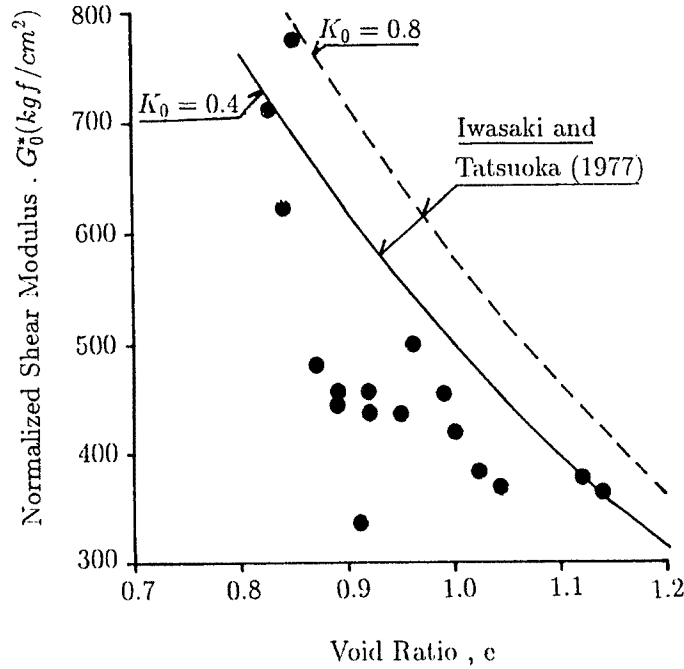


Fig. 7. Correlation between Normalized Shear Modulus, G^* , and Void Ratio, e .

を越えて再び先端抵抗が急激に増加するが、これは底面もしくは側面境界での変位拘束の影響であると考えられる。本報告では以下、代表深度におけるコーン先端抵抗と間隙比や液状化強度などとの相関性を議論するが、コーン貫入抵抗に及ぼす土槽境界の影響水準は、地盤密度によって変化する。本実験では代表深度として、比較的緩い地盤（ケース3、ケース4）でのコーン貫入試験結果において、境界の影響が顕著に認められない最大深度（換算貫入量3.5m）を採用した。

次に、コーン部直上で計測した間隙圧の深度分布に着目する（Fig. 8(b)）。実験ケース2-1以外では、間隙圧は貫入深度と共に静水圧的に増大し、過剰間隙圧は発生していない。すなわち、本実験で実施したシリコンオイルで飽和した砂地盤へのミニチュアコーン貫入試験では、排水条件下での地盤抵抗を計測しているといえる。その原因のひとつとして、コーン貫入速度（0.025 D/sec; Dはコーン直径）が通常の場合と比較して著しく緩速であったことが挙げられる。なお実験ケース2-1（液状化実験前）では、コーン貫入と共に負の過剰間隙圧が発生し、液状化実験後より大きな先端抵抗を計測したが原因は不明である。

コーン先端抵抗と地盤の間隙比の関係

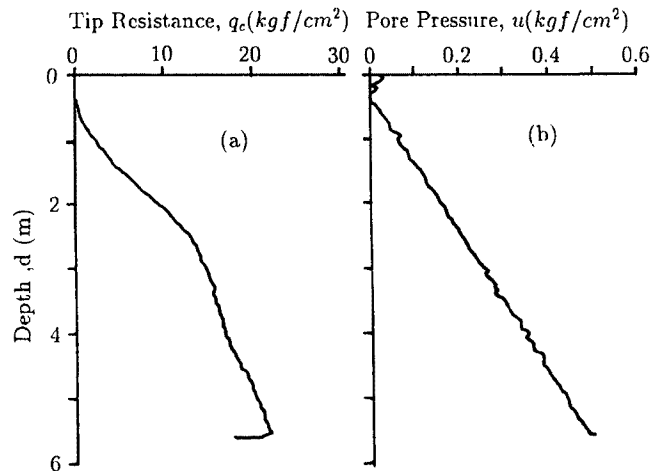


Fig. 8. Variation of Cone Tip Resistance, q_c , and Pore Pressure, u , with Penetration Depth, d (Case 4-1).

を Fig. 9 に示す。Fig. 9 の縦軸は有効土被り圧により正規化されたコーン先端抵抗 q_{c1} であり、次式より計算される²⁾。

$$q_{c1} = \frac{1.7}{\sigma'_{v0} + 0.7} q_c \dots \dots \dots (5)$$

ここに、 σ'_{v0} : 有効土被り圧、 q_c : 貫入量 3.5 m におけるコーン貫入抵抗で、 σ'_{v0} 、 q_c とともに、単位は kgf/cm^2 である。Fig. 9 より、正規化したコーン指数と間隙比の間に相関がみられ、地盤の密度探査法として、コーン貫入試験の有効性が確認できる。

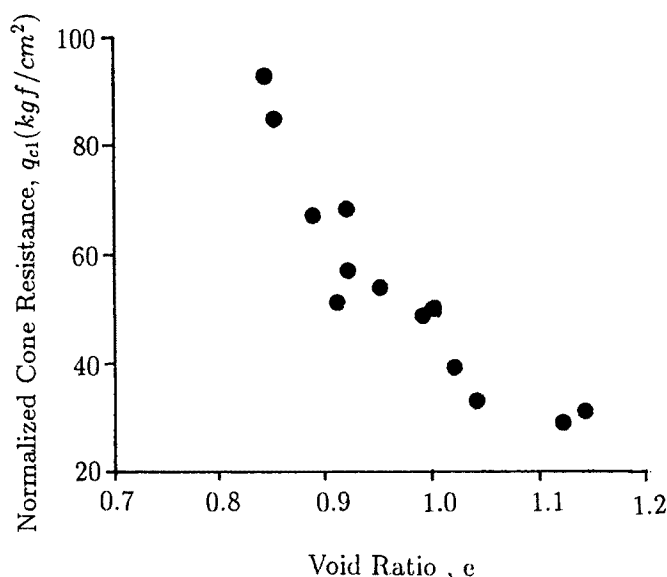


Fig. 9. Correlation between Normalized Cone Tip Resistance, q_{c1} , and Void Ratio, e .

3.3 液状化抵抗

本節では加速度、時間などは、50 g 場における換算値で表わす。また入力地震動（振動台加速度）の強度を、加振開始時刻 ($t = 10 \text{ sec}$) から加振終了時刻 ($t = 32 \text{ sec}$) までの実効値 (rms 値) α_{rms} で定義する。

(1) 緩い地盤の場合

ケース 3-1 の振動実験で計測した振動台加速度、地表面加速度、地盤底部での過剰間隙圧の時刻歴を、それぞれ Fig. 10 (a), (b) および同図 (c) に示す。また過剰間隙圧の平均的推移を、Fig. 10 (d) に示す。本ケースでの地盤の初期平均間隙比は 1.14、入力振動強度は 75 gal である。

過剰間隙圧の時刻歴 (Fig. 10 (c)) に注目すると、2 波目において間隙圧が初期有効土被り圧に等しくなり、液状化が生じている。一方この時点において、地表面加速度振幅は時間と共に急速に減衰する傾向にある (Fig. 10 (b) 参照)。すなわち間隙圧の上昇に伴い地盤内有効応力が減少し、地盤の剛性が著しく低下することにより、振動台からの入力が地表面に伝達し難くなっている。

ここで、Fig. 10 (d) に示される平均過剰間隙圧が、初期有効土被り圧の 90% に等しい時点で液状化を定義する。本ケースでは、液状化に至る繰返し振動回数は、 $N_L = 1.6$ 回となる。

(2) 比較的密な地盤の場合

ケース 3-3 では、ケース 3-1 の地盤に 2 回の液状化履歴を与えた後、再液状化実験を行っている。本ケースで観測された、加速度および間隙圧の時刻歴を Fig. 11 に示す。地盤の初期間隙比は 1.0、入力振動強度は 71 gal である。

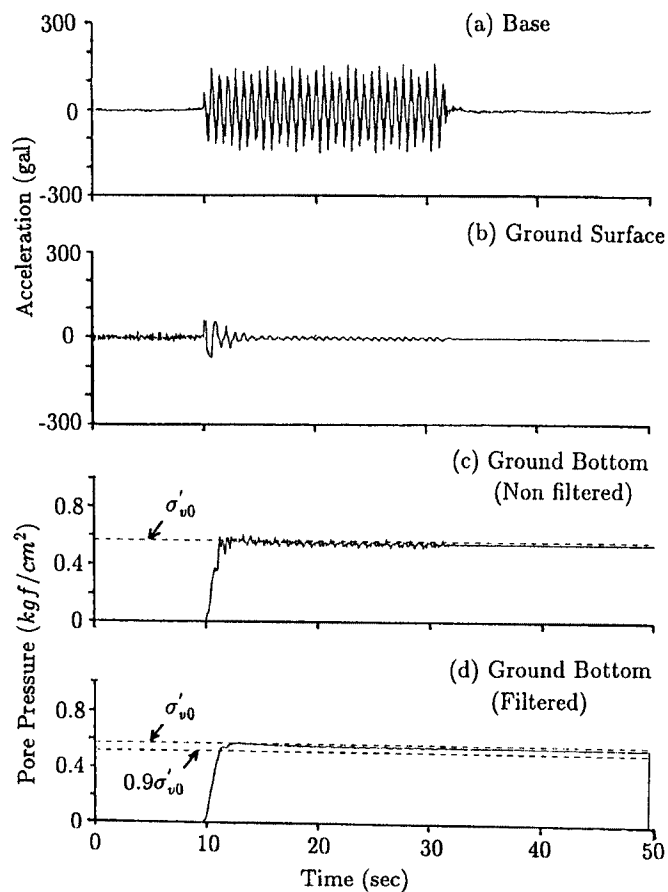


Fig. 10. Measured Accelerograms and Excess Pore Pressure-Time Histories (Case 3-1).

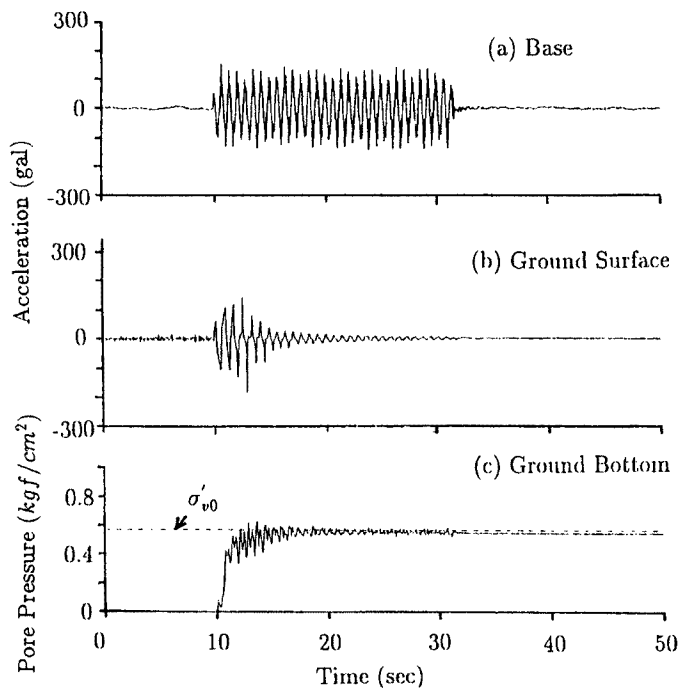


Fig. 11. Measured Accelerograms and Excess Pore Pressure-Time History (Case 3-3).

過剰間隙圧応答 (Fig. 11(c)) に着目すると、 $t < 15 \text{ sec}$ において加振周波数の2倍の高周波変動が認められる。密な砂が非排水条件下で繰返しせん断を受けた場合、過剰間隙圧がある程度上昇した後、サイクリックモビリティ状態に入る。すなわち、せん断応力の負荷過程では間隙圧が減少し、除荷過程では間隙圧が増大する。地震時には水平地盤内に‘両振り’の単純せん断応力が作用すると考えられ、サイクリックモビリティ状態では一回のせん断サイクルで2回の間隙圧変動が生じる。

一方地表面加速度波形では (Fig. 11(b))、3波目～7波目にかけてスパイク状波形が計測されている。サイクリックモビリティ状態では、繰返しせん断応力の中立点付近では有効拘束圧が低下し、地盤剛性も小さくなる。よって入力波動を上部地盤に伝達できない。繰返しせん断応力の動員に伴い有効拘束圧が増加し、地盤剛性も急速に増大する。これより入力地震動が急激に地表面に伝達され、地表面においてスパイク状の加速度波形が観測されたものと考えられる。

過剰間隙圧の平均的推移より判断した、液状化にいたるまでの繰返し振動回数は $N_L = 4.9$ 回であり、緩い地盤の場合と比較して液状化抵抗は大きくなっている。

(3) せん断波速度、コーン貫入抵抗と液状化強度の関係

まずケース4-1の液状化実験前後における、コーン貫入抵抗の変化を Fig. 12 に示す。同図の実線は液状化実験前 (平均間隙比: 1.12)、破線は実験後 (平均間隙比: 1.02) における貫入深度と先端抵抗の関係を表わしている。緩い地盤が液状化履歴を受けることにより密になり、コーン貫入抵抗も増大していることが分かる。

式(5)で定義した正規化コーン指数と、液状化に至るまでの繰返し振動回数の関係を Fig. 13 に示す。この図では、同一シリーズの実験結果を実験順序に従い実線もしくは破線で結んでいる。同図の実線は比較的緩い地盤の実験結果 (初期相対密度80% 以下; ケース3,4) を、また破線は密な地盤の実験結果 (初期相対密度80% 以上; ケース1,2) を示している。またプロット点付近の数字は、入力振動強度を表わしている。Fig. 13 より、入力振動強度がほぼ同じであれば、正規化コーン指数が大きいほど液状化抵抗も概ね大きくなっている。

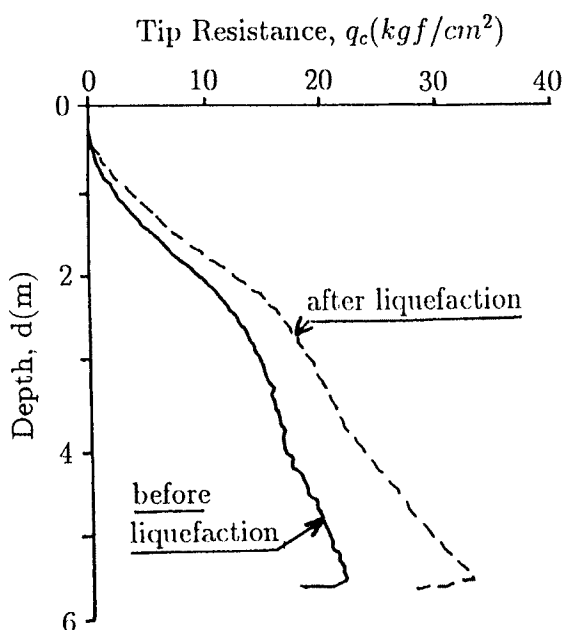


Fig. 12. Change of Cone Resistance before and after Liquefaction.

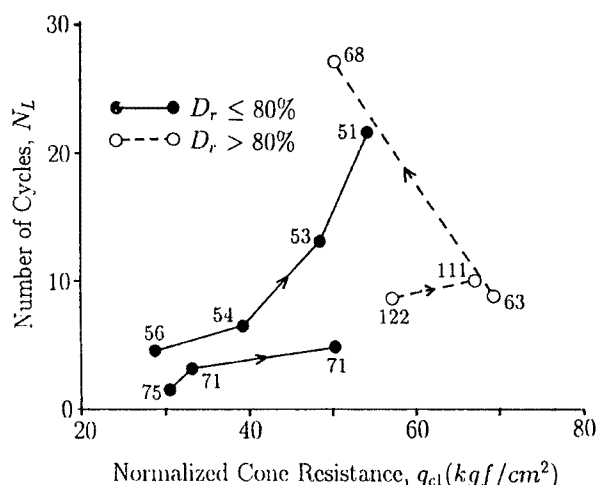


Fig. 13. Correlation between Normalized Cone Resistance, q_{c1} , and Number of Cycles to Cause Liquefaction, N_L .

同様に、式(4)で与えられる正規化せん断剛性と、液状化強度の関係をプロットしたのが Fig. 14 である。各シリーズごとに分けて考えると、せん断剛性の増大と共に液状化抵抗も増加する傾向にある。

4. おわりに

本研究では、遠心模型実験を通して、せん断波速度やコーン貫入抵抗など“原位置試験”で計測されるパラメータと、地盤の間隙比や液状化強度との相関を調べた。

地盤の間隙比については、せん断波速度より計算されるせん断剛性との相関について、実測値と Iwasaki and Tatsuoka による経験式との間に良い対応を得た。また、間隙比とコーン先端抵抗との間にも良い相関を得ている。

コーン貫入抵抗や、せん断波速度より計算されるせん断剛性の増大とともに、地盤の液状化抵抗も大きくなる傾向を得、砂地盤の液状化強度推定におけるせん断波測定やコーン貫入試験の有効性について、ある程度の見通しを立てることができた。ただし、地盤の液状化強度と“原位置試験”結果との相関については実験数が少なく、包括的な結論は今後の成果を待つこととなる。

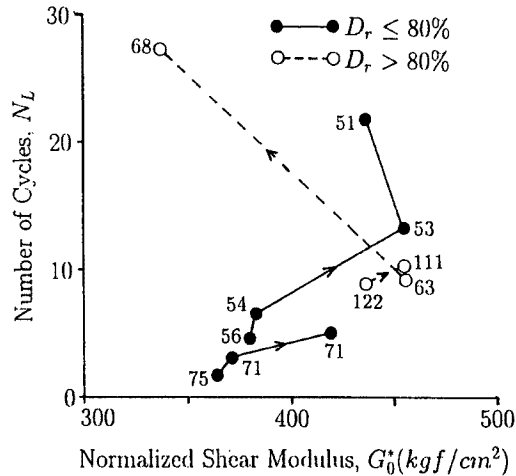


Fig. 14. Correlation between Normalized Shear Modulus, G_0^* , and Number of Cycles to Cause Liquefaction, N_L .

<謝 辞>

京都大学工学部土木工学科・永吉弘幸君には、卒業研究として実験に多大の協力をいただいた。ここに謝意を表する次第である。

参 考 文 献

- 1) 例えば日本道路協会：道路橋示方書・同解説 耐震設計編，1980，159pp.
- 2) Shibata, T. and W. Teparaksa: Evaluation of Liquefaction Potential of Soils Using Cone Penetration Tests. Soils and Foundations, Vol. 28, No. 1, 1988, pp. 49-60.
- 3) Tokimatsu, K. and A. Uchida: Correlation between Liquefaction Resistance and Shear Wave Velocity, Soils and Foundations, Vol. 30, No. 2, 1990, pp. 33-42.
- 4) 北 勝利・八嶋 厚・柴田 徹・上田孝行：遠心力場における動的実験システムの開発，京大防災研年報，第32号B-2，1989，pp. 207-217.
- 5) Kita, K., T. Shibata, A. Yashima and S. Kobayashi: Measurement of Shear wave Velocities of Sand in a Centrifuge, Soils and Foundations, Vol. 32, No. 2, 1992, pp. 134-140.
- 6) Hryciw, R. D.: Ray-Path Curvature in Shallow Seismic Investigations, Proc ASCE, Vol. 106, No. GE9, 1989, pp. 1268-1284.
- 7) Iwasaki, T. and F. Tatsuoka: Effects of Grain Size and Grading on Dynamic Shear Moduli of Sands, Soils and Foundations, Vol. 17, No. 3, 1977, pp. 19-35.