

遠心振動実験から求めた砂地盤の応力-ひずみ関係

風間基樹¹・豊田浩史²・東畑郁生³・柳沢栄司⁴

¹正会員 工博 東北大学助教授 工学部土木工学科 (〒980-77 仙台市青葉区荒巻字青葉)

²正会員 工博 長岡技術科学大学 建設系 (〒940-21 新潟県長岡市上富岡町1603-1)

³正会員 工博 東京大学教授 工学部土木工学科 (〒113 東京都文京区本郷 7-3-1)

⁴正会員 工博 東北大学教授 工学部土木工学科 (〒980-77 仙台市青葉区荒巻字青葉)

地盤の地震応答解析に用いられる土の動的変形特性のひずみ依存性は、今まで室内要素試験によって求められてきた。しかしながら、要素試験の供試体に作用する繰り返しせん断応力が土自身の慣性力によらないこと、排水条件や載荷速度が実際と合致しないことから、地震時の応力-ひずみ関係を忠実に表していない可能性がある。本研究では、まず振動実験から直接的に応力-ひずみ関係を求める方法について検討した。また、同手法を遠心力場における1次元のせん断振動実験に適用し、地盤に発生した応力-ひずみ関係を求め、せん断剛性や減衰定数の拘束圧依存性、ひずみレベル増加に伴う非線形性などを検討し、既往の室内実験結果と比較した。

Key Words: model vibration test, centrifuge, stacked rings, stress-strain relationship, dynamic properties, sand, shear moduli, damping

1. まえがき

地盤の地震応答解析に用いられる土の動的変形特性は、振動三軸や繰り返しせん断試験などの要素試験によって求められてきた。しかし、このような要素試験の条件は、せん断応力の発生メカニズム、排水条件、載荷速度などにおいて実際の地震時と異なると考えられる。まず第一に実際の地震では、せん断応力が地盤自身の慣性力によって生じているのに対して、要素試験では動的試験といっても準静的な力によって供試体に繰り返しせん断応力が発生している。第二に、要素試験供試体の排水条件は、実地盤の地層境界の排水特性を再現していない。現在、地震のような急速な載荷状態では概ね非排水状態と考え要素試験が行われることが多いが、碎石などには不適切であると考えられる。第三に、要素試験の載荷速度は、地震の載荷速度(振動数)よりかなり遅い(振動数が低い)条件で行われることが多い。以上のような効果は、要素試験の条件を変えて検討されているが、実験的な困難さから十分に解明されていないのが現状である。

近年、振動実験データや地震観測データから間接的に地盤の動的変形特性が求められている。松田ら¹⁾は、高さ2mの大型せん断土槽を用いて振動実験

を行い、6質点せん断振動系にモデル化した地盤を逆解析することにより、地盤のせん断剛性と減衰定数のひずみ依存性を求めている。また、佐藤²⁾は松田らの方法を遠心振動実験に適用し、砂の動的変形特性を求めた。

神山ら³⁾は強震記録を用いて、強震時の地盤のせん断剛性と減衰定数のひずみ依存性を求めた。それによると、あるひずみレベルになると剛性が急激に低下すること、減衰定数に複雑な変化が認められるなど、要素試験の結果と違うことを指摘している。一方、時松ら⁴⁾は鉛直アレー観測による強震データを用いて、地震波に含まれるS波成分を抽出し、強震時の地盤のせん断剛性と減衰定数のひずみ依存性や同定数の非定常性を示している。時松らの検討結果では、求められた剛性や減衰特性は、既往の室内試験結果と概ね整合していると結論している。

これらの研究は、求められた地点あるいは各層の加速度波形データが波動伝播理論で説明できるとき、データを最もうまく説明できるせん断剛性、減衰定数を同定したものである。したがって、地盤の応力-ひずみ関係から直接的に求められたものではないことに注意する必要がある。また、地震動の解析においては、鉛直下から伝わるS波成分だけをうまく分離しているかどうか議論のあるとこ

らである。

地震動を伝える物質の減衰特性を表す量にQ値がある。これは、1周期の間に波動のエネルギーが減少する割合を表しており、概ね減衰定数2hと逆数の関係にある。地震工学の分野において使用されているQ値は主に、比較的広範な地域のなかで、しかもひずみレベルのあまり大きくないときの媒質の減衰特性を反映していると考えられるが、地震観測記録に基づく解析ではQ値に振動数依存性があることが示されている⁵⁾。一方、土質工学分野における室内試験からは、一般に、履歴減衰特性を有する材料の減衰定数は、振動数に大きく依存しないと考えられている。末富ら⁶⁾は、強震時におけるQ値の振動数依存性を地震記録から調べ、地盤のひずみレベルが大きくなると、Q値の振動数依存性が無くなることを指摘している。地盤のひずみレベルが大きい場合には、履歴減衰の効果が大きくなり、Q値に振動数依存性が現れないのに対し、ひずみレベルの小さいうちは散乱減衰が卓越し、Q値に振動数依存性が現れるとしている。

最近では、材料の動特性が振動数に依存しないとす従来への取扱いに対して、材料特性の振動数依存性を考慮した周波数領域の解析法がいくつか提案されている^{7)・8)}。このような取扱いにより、従来から指摘されてきた高振動数領域での減衰の過大評価⁹⁾の改善が行われている。

本研究では、地盤の地震応答解析に必要な材料の動特性を検討するための地盤の応力-ひずみ関係を、1次元せん断振動実験から直接的に求める方法の検討を行った。本研究は、先に述べたような土の動特性のひずみ依存性や振動数依存性を、今までの室内試験や地震動の解析とは違った観点から検討する方法を提案しようとするものである。また今まで筆者の一人は、有効半径3.8mの遠心力載荷装置を用いて遠心場での振動実験を実施してきた^{10)~12)}。ここでは提案した方法を遠心振動実験に適用し、既往の要素試験との比較結果を報告する。

2. 振動実験から直接的に土の応力-ひずみ関係を求める方法についての検討

本章では、水平成層構造を有する地盤に水平一方方向のせん断振動が発生した場合の地盤のせん断応力-せん断ひずみ関係を求める方法について考察する。したがって、ここで取り扱うのは、深さ方向に計測あるいは観測された有限個の時刻歴波形を基にして、ある深さの応力とひずみを同定する問題である。

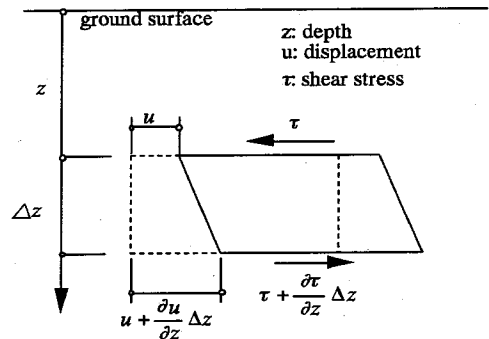


図-1 せん断波の伝播に伴う土の変形

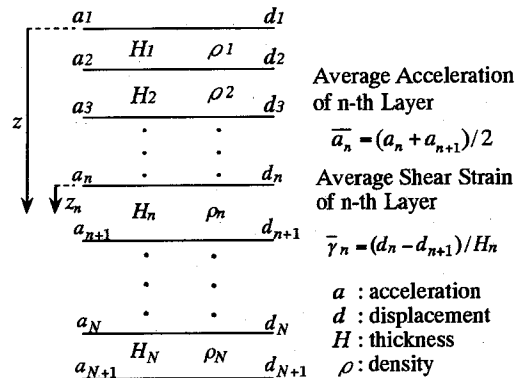


図-2 地盤構成の模式図

(1) 応力-ひずみ関係の求め方

a) せん断応力

今、図-1のように地表面を原点として、下向きにz座標をとり、 Δz 部分に働く力の釣り合いを考えると良く知られているように式(1)が導かれる¹³⁾。

$$\rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = \frac{\partial \tau}{\partial z} \quad (1)$$

式(1)を表面から深さzまで積分し、地表面のせん断応力がゼロであることを考慮すると式(2)が導かれる。

$$\tau(z) = \int_0^z \rho(z) a(z) dz \quad (2)$$

式(2)は、深さzにおけるせん断応力がそれより上方の土の加速度分布 $a(z)$ にその密度 $\rho(z)$ を乗じたものを積分したものに等しいことを表している。

次に、今加速度計が図-2のように深さH間隔で設置されており、計測点間の加速度分布は両端の計

測点の線形補間によって得られるとすれば、式(2)は離散化されて式(3)となる。

$$\tau(z) = \sum_{i=1}^{n-1} \bar{a}_i H_i \rho_i + \int_0^{z_n} \frac{\rho_n}{H_n} \{a_n(H_n - z_n) + a_{n+1}z_n\} dz_n \quad (3)$$

ここに、 $\bar{a}_i = (a_i + a_{i+1})/2$ である。式(3)より、第n層中間点におけるせん断力は、式(4)のように導かれる。

$$\tau(z) = \sum_{i=1}^{n-1} \bar{a}_i H_i \rho_i + \frac{\rho_n H_n}{8} (3a_n + a_{n+1}) \quad (4)$$

b)せん断ひずみ

せん断ひずみは、センサーの配置を細かくする以外に、深さ方向のひずみを細かく測定することはできない。したがって、変位が計測されている両端の変位の時刻歴を d_n, d_{n+1} とすれば、

$$\gamma_n = (d_n - d_{n+1})/H_n \quad (5)$$

と表される。なお、変位データは加速度計データを積分し、絶対変位時刻歴を求める方法と変位計から直接に振動台に対する相対変位を求める方法がある。両者の違いは、次項にて考察する。

(2) センサーの配置と要求される精度

前節の議論からわかるように、加速度や変位の時刻歴は計測点の間で線形補間できることを仮定している。したがって、波動の伝播がこの仮定から大きくはずれるような状況であってはならない。この条件は、伝播する波の波長とセンサーの配置間隔Hの関係から次のように検討される。

今、波長 λ の正弦波が鉛直下方から伝播する状態を考えると変位 u およびせん断ひずみ γ は、

$$u(z) = A \sin\left(\frac{2\pi}{\lambda} z\right) \quad (6a)$$

$$\gamma(z) = \frac{du}{dz} = \frac{2\pi A}{\lambda} \cos\left(\frac{2\pi}{\lambda} z\right) \quad (6b)$$

と表される。一方、深さ z におけるせん断ひずみをHだけ離れた2つの計測点から求めようとするとき、近似的に計算されるせん断ひずみ $\gamma_{近似}$ は、

$$\gamma_{近似} = \frac{1}{H} \left\{ u\left(z - \frac{H}{2}\right) - u\left(z + \frac{H}{2}\right) \right\} = \frac{2A}{H} \sin\left(\frac{\pi H}{\lambda}\right) \cos\left(\frac{2\pi}{\lambda} z\right) \quad (7)$$

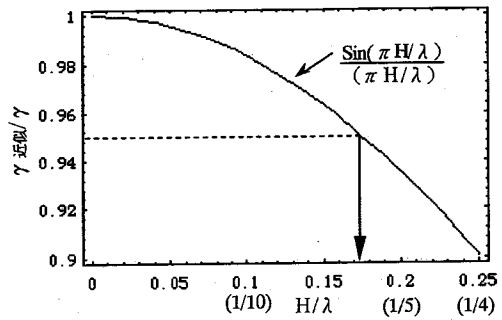


図-3 せん断ひずみの近似の精度とセンサー間隔と波長の比 (H/λ) の関係

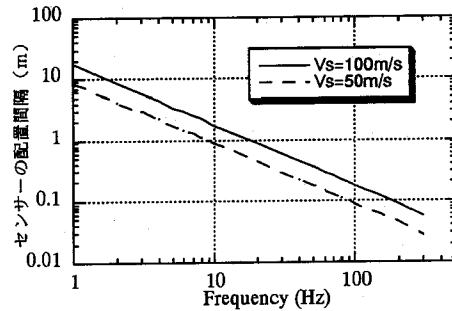


図-4 せん断ひずみの近似誤差を5%以内におさめるためのセンサー設置間隔と振動数の関係

と表されるから、結局、真の値との比 $\gamma_{近似}/\gamma$ は、

$$\gamma_{近似}/\gamma = \frac{\lambda}{\pi H} \sin\left(\frac{\pi H}{\lambda}\right) \quad (8)$$

と表される。図-3はこれを図示したものであり、近似されたせん断ひずみは、真の値より常に小さいことがわかる。また、図から誤差を5%以内を押さえようとするならば、センサーの配置間隔は、波長の1/6程度以下である必要があることもわかる。また、実際にせん断波速度 V_s が100m/sあるいは50m/sとした場合、誤差5%を与えるセンサー設置間隔と振動数の関係を表すと図-4となる。例えば、振動数100Hzまで測定しようとするれば、センサーの設置間隔は、 $V_s=100\text{m/s}$ の場合には約0.2m、 $V_s=50\text{m/s}$ の場合には約0.1mとなる。同様の議論は加速度についても成立する。

次に、せん断ひずみを求める場合に変位計あるいは加速度計に要求される精度について考える。仮にひずみレベル 10^{-4} まで計測したいとき、変位の最小分解能 Δu は、 $10^{-4}H$ 以下である必要がある。一方、加速度計の記録を積分して使用する場合には、加速

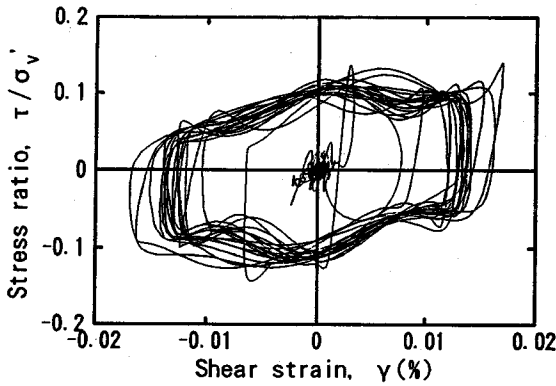


図-5 せん断リングの応力-ひずみ関係
(空の実験, 正弦波50Hz, 第4層)

度計の分解能は、 $\omega^2 10^{-4}H$ 以下である必要がある。
ここに ω は角振動数である。したがって、低振動数域は変位計データが信頼できるのに対し、高振動数域は加速度データの積分値の方が信頼性が増すと考えられる。例えば、遠心場の実験でセンサーの配置間隔を100mmとし、 $\pm 2.5\text{mm}$ の容量の変位計、 $\pm 100\text{G}$ の容量の加速度計（どちらも分解能12ビットとする）を使用したとき、変位計から求められる最小ひずみは 1.25×10^{-5} 、加速度計からは50Hzのとき 5×10^{-5} 、100Hzのとき 1.25×10^{-5} まで計測できることになる。

(3) せん断リングを利用する場合の注意点

ここではせん断リング土槽を用いた振動実験から、応力-ひずみ関係を求めることを考え、リング土槽を用いる場合の注意点を整理する。通常、せん断リング土槽を用いて実験を行うとき、暗黙の内にリングと中の土は一体となって動き、リング剛性が本来の土の変形特性に与える影響は小さいと考えられている。また、センサーの設置の簡便さから、加速度計や変位計はリングに設置され、それを土の動きと考えることが多い。したがって、厳密には土とリングの一体性の確認とリング剛性の把握が必要である。

リング自身の変形特性の把握は、リング中に土の存在しない空の振動実験結果から把握できる。リングと土が一体となって振動する場合、土自身に発生したせん断ひずみをリングの変形から求めても良いことは自明である。一方、土自身に作用したせん断力 F_s は、リングと土全体に作用したせん断力 F からリングに作用したせん断力 F_r を差し引いて求めることができる。

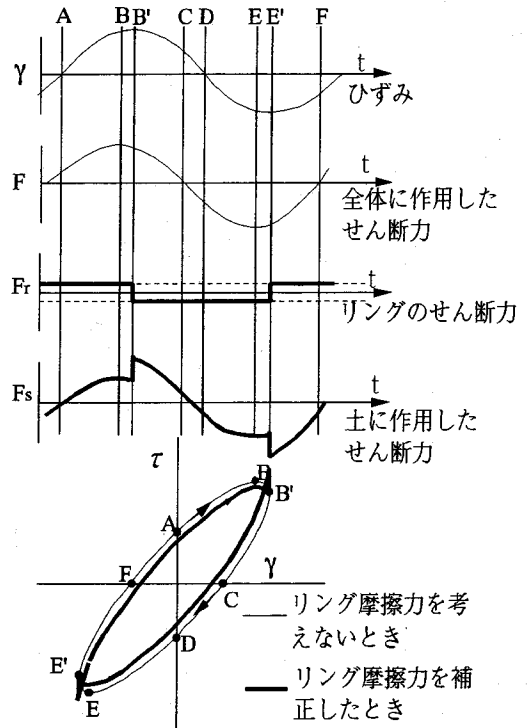


図-6 リングの摩擦力の補正の模式図

なお、後述する遠心実験で用いたせん断リング土槽では、リングのみの実験からその応力-ひずみ関係が図-5のように求められた。リングは応力比がほぼ0.08以上になると、それ以上抵抗せず滑りを生じることがわかる。すなわち、载荷方向に応じてほぼ一定の摩擦力を生じている。したがって、図-5から摩擦力を一定と考えて式(9)により土そのものに作用したせん断応力を求めた。

$$\tau_s = \frac{F - F_r}{A_s} \quad (v > 0 \text{ のとき})$$

$$\tau_s = \frac{F + F_r}{A_s} \quad (v < 0 \text{ のとき}) \quad (9)$$

ここに、 v はひずみ速度、 τ_s は土自身に作用した真のせん断応力である。また、摩擦力の速度による反転はせん断ひずみの反転（図-6のB', E'点）をもって判断することとした。図-6は、これらの関係を模式的に示したものである。

さて、ここでリングの摩擦に関してもう少し詳しく検討してみる。今、リングと土は完全に一体として応答していると仮定し、考えている地点 z より上の平均的な応答加速度を a_{zv} とすれば、式(9)における F は、

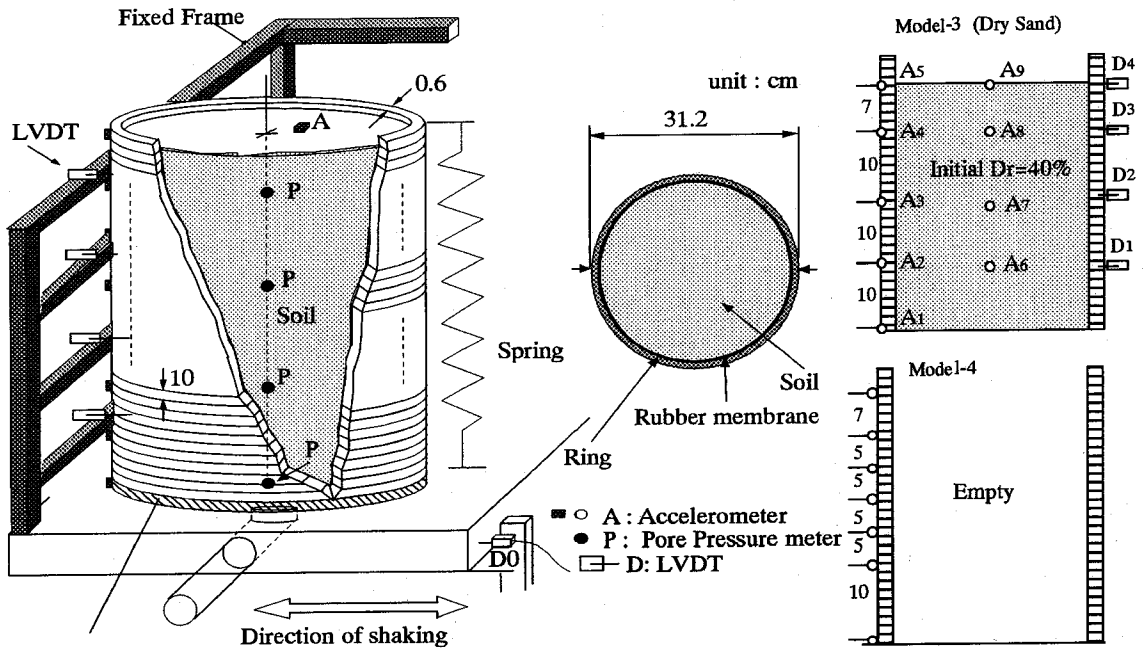


図-7 模型断面図およびセンサーの配置

表-1 加振条件一覧表(いずれも正弦波20波)

加振番号	振動数 (Hz)	振幅(Gal) 実物換算値
1	100	50
2	100	100
3	150	30
4	200	100
5	250	30
6	100	200
7	100	250
8	50	180

$$F = a_w(\rho_s A_s + \rho_r A_r)z \quad (10)$$

と書ける。ここに、 ρ , A は密度と断面積を表し、添字 s, r はそれぞれ土とリングの属性であることを表す。一方、リングの摩擦力は、摩擦係数 μ を用いて $F_r = \mu \rho_r g A_r z$ と書けるから、例えば式(9)の第1式は

$$F_s = \tau_s A_s = a_w(\rho_s A_s + \rho_r A_r)z - \mu \rho_r g A_r z \quad (11)$$

となり、さらに両辺を土の鉛直応力 $\sigma_{sw} = \rho_s g z$ で正規化して整理すると振動実験で土に作用した応力比は

$$\frac{\tau_s}{\sigma_{sw}} = \frac{a_w}{g} + \left(\frac{A_r}{A_s}\right) \left(\frac{\rho_r}{\rho_s}\right) \left(\frac{a_w}{g} - \mu\right) \quad (12)$$

と書ける。ここで、第1項は純粋に土だけ考えたときの応力比であり、第2項はリング摩擦力による補正項である。式(12)から、リングの断面積が土の断面積に比して小さいほど、リング材料が軽いほど補正項は小さくなる。ちなみに本研究での値、 $A_r/A_s = 0.0816$, $\rho_r/\rho_s = 1.7$, $\mu = 0.08$ (図-5より)から $(a_w/g - \mu)$ を μ と同程度のオーダーと考えると、純粋に土だけの場合に比較して応力比にして約0.01程度の誤差が混入していると考えられる。この値は、後述の図-10に見られる値とも整合する。

3. 遠心振動実験への適用

(1) 実験方法

実験は、1次元の水平成層構造をもつ地盤にせん断波が入射した場合を対象とした。実験に用いた土槽(図-7)は、内径300mmの円形せん断リング土槽である。各リングは、テフロン加工を施した厚さ10mm、幅6mmのアルミ製で、土槽の内側はゴムメンブレンでシールされている。リングの外側は、ゆるいばねによって鉛直方向に拘束されている。また、土槽の底にはポーラスメタルがあり、ここを通して間隙流体が注入される構造になっている。

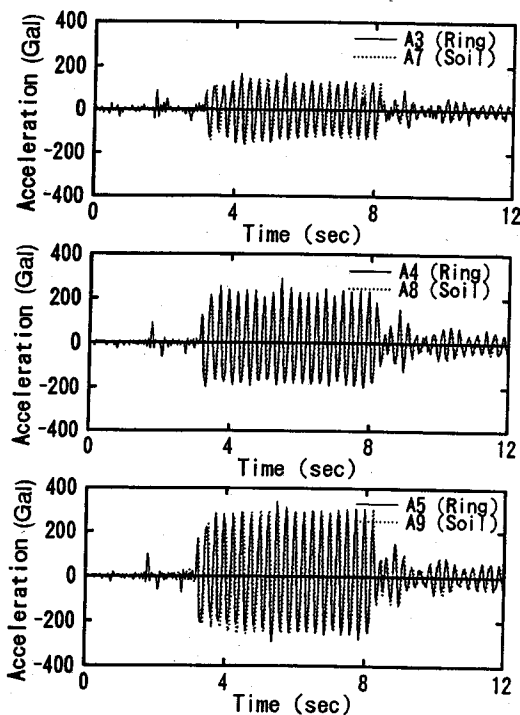


図-8 土中加速度とリング加速度の比較

一連の実験では飽和砂に関する実験も実施しているが、本論文では間隙水圧の影響のない乾燥豊浦砂の実験(Model-3)と空の実験(Model-4)の結果に焦点を絞ることにする。なお、飽和砂に関する実験結果の概略は、著者らがすでに報告している¹⁴⁾。

表-1は、Model-3の実験に用いた入力加振条件の一覧表である。実験では、周波数と振幅を変化させ合計8回の加振を加えた。実験で得られた波形は、300Hzのローパスフィルターを通した後、遠心場の振動実験の相似則¹⁰⁾に基づき実物に換算している。また、図-7の右側に模型地盤の断面とセンサーの配置を示す。センサー番号は図-2と違って、実験時のものをそのまま用いて下から順番に付けていることに注意されたい。加速度計は容量100Gの超小型加速度計、変位計は容量±2.5mmの差動トランス式変位計(LVDT)を用いた。砂層は多重のふるいを介した空中落下法で作成した。

(2) 実験結果

a) 土中加速度とリング加速度の比較

図-8は、加振番号6の土中加速度とリング加速度計の比較である。高い振幅レベルから低い振幅レベルまでよく一致していることがわかる。このような傾向は振動数や振幅にかかわらず同じであった。以上のことから、リングと中の土は同一深度で一体となって振動していることが認められた。

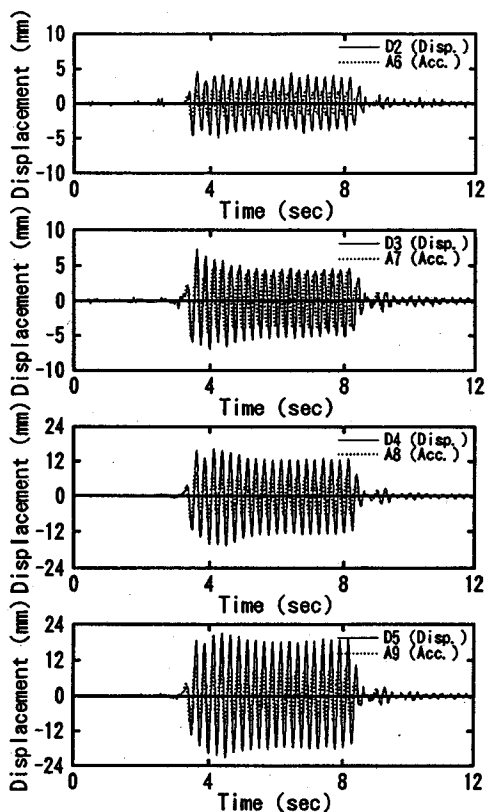
b) 変位波形の比較

図-9は変位計から直接求めた変位記録と、地盤中の加速度波形の2回積分により求めた変位記録波形の比較を示したものである。加速度の2回積分においては、まず高振動数側のノイズの混入を無くするため300Hzのローパスフィルターをかけた後、各積分の前後で積分の際のゼロ線のシフトを取り除く40Hzのハイパスフィルターをかけている。この操作は本来入力に存在しないはずの振動数領域の操作であり、結果に悪影響を与えるものではない。また、変位計の記録は振動台との相対変位であるので、加速度から求めた変位も基盤変位を引いた相対変位とした。図から、100Hzの実験である加振番号7の実験では、加速度計の積分から求めた変位振幅は変位計の振幅の約半分となっているのに対して、50Hzの実験である加振番号8の実験では良く一致していることがわかる。比較結果によると、一般に高振動数で一致度が悪く、また大きな加速度レベルで加速度計より求めた変位が小さめの傾向があった。このような違いの原因は、変位計の固定方法あるいは不動梁の動きが考えられる。今後の実験では不動梁上に加速度計測点を設け、振動台の動きと同じであることを確認する必要がある。以上のことから、ひずみを求める際の変位波形としては加速度計の記録から積分して求めた変位波形を使用することとした。

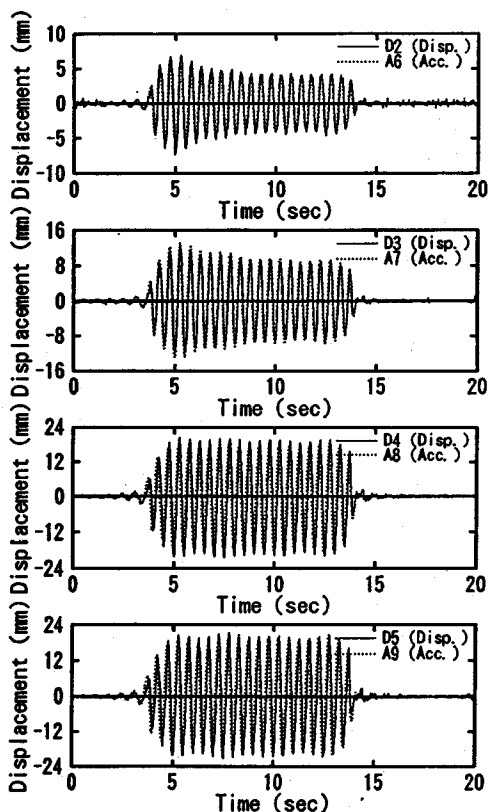
c) 応力-ひずみ関係

図-10はリング剛性を補正しない応力-ひずみ関係とリング剛性を補正したそれを比較したものである。図は加振番号1の下から第3層目の結果を示しているが、せん断リング自身の慣性力が地盤に比較して小さいため、地盤の応力-ひずみ関係に大きく影響していないことがわかる。したがって、この場合にはリングの剛性を厳密に補正しなくても、ひずみの精度とほぼ同程度の精度が確保できるものと考えられる。

図-11は、求められたせん断応力-せん断ひずみ関係のうち、加振振動数が100Hzのシリーズの結果を示したものである。16個の応力ひずみ関係は、横方向にひずみレベルの変化が、また縦方向に拘束圧の変化がわかるように配置してある。図から、下の地盤要素ほど(拘束圧が大きくなるほど)またひずみレベルが小さいほど、剛性が大きくなっていることがわかる。また、減衰特性はループの形から特徴づけられるが、拘束圧が小さいほどまた大きなひずみレベルほど減衰が大きくなる。このような特性は、要素試験から得られる特性と同じものである。なお、図の履歴ループはほぼ1本の線とみなせるので、あるひずみレベルで定常に振動している状態と



Test-7(100Hz)



Test-8(50Hz)

図-9 変位計時刻歴と加速度の積分によって求めた変位時刻歴の比較

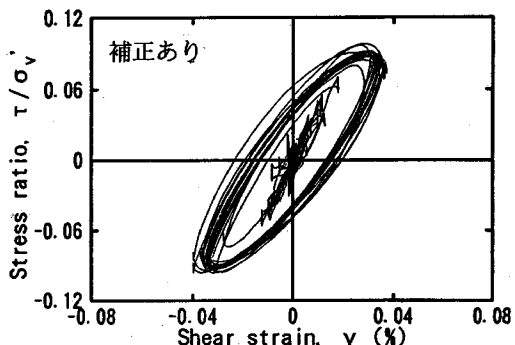
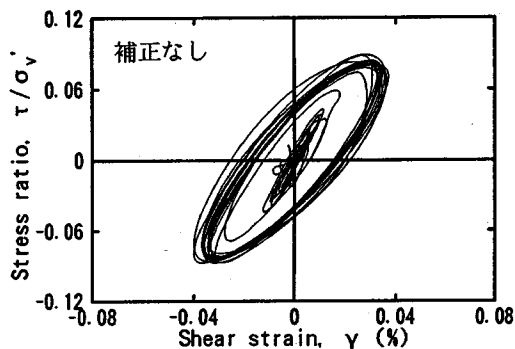


図-10 応力-ひずみ関係(Model-3,加振番号1,第3層)
(リング剛性の補正の有無による比較)

考えてよいと思われる。

d) せん断剛性と減衰定数のひずみ依存性

図-12は、すべての加振実験で求めたせん断剛性のひずみ依存性を示したものである。図の縦軸は微小ひずみ時の剛性 G^* で正規化して示した。まず、せん断剛性 G は要素試験の方法にならって、図-14のように最大ひずみを生じる点と原点との傾きとして求めた^{13), 15)}。次に、微小ひずみ時 ($\gamma=10^{-6}$) の剛性は式(13)を用いて計算した¹⁶⁾。

$$G^* = 700 \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} \sigma_m^{0.5} \quad (13)$$

また、図中のハッチ部分は平均主応力 $\sigma_m=100 \text{ kPa}$ (1 kgf/cm^2) に対する既往の室内試験結果を示したものである¹⁷⁾。なお、本試験結果の平均主応力は静止土圧係数を0.5と仮定して求めている。剛性は拘束圧が大きいくほど大きく、ひずみの増大とともに小さくなる様子がわかる。図-11の応力-ひずみ関係にも示したように、定性的な傾向は室内要素試験結果と一致する。しかし、定量的には微小ひずみ時のせん断

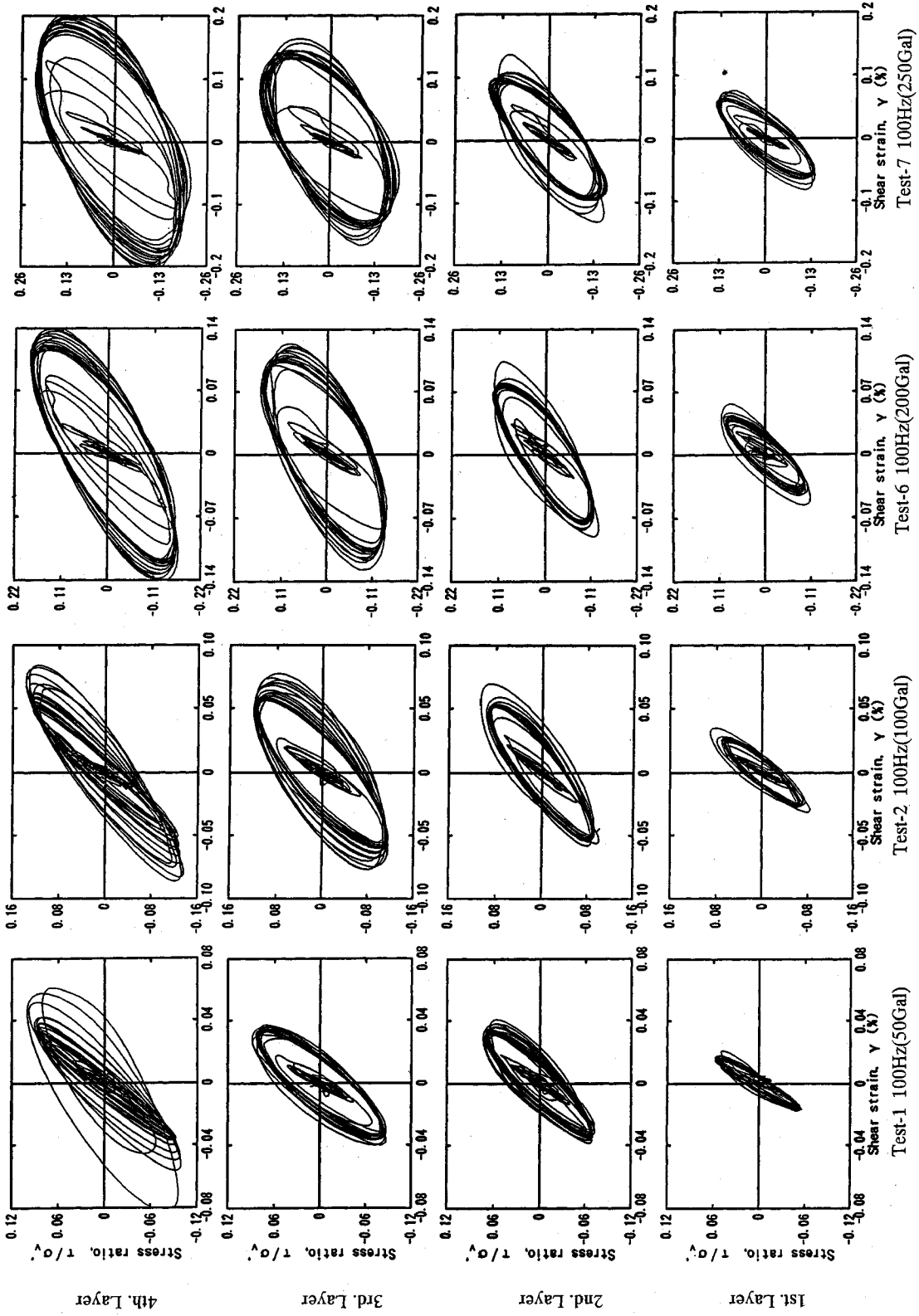


図-11 遠心振動実験で求められた応力-ひずみ関係 (Model-3, 100Hz加振シリーズ, リング剛性を補正していない履歴ループ)

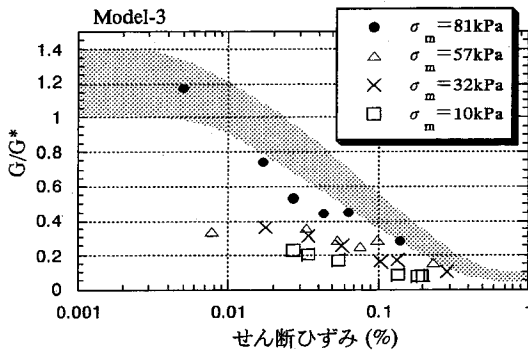


図-12 微小ひずみ時のせん断剛性で正規化したせん断剛性のひずみ依存性

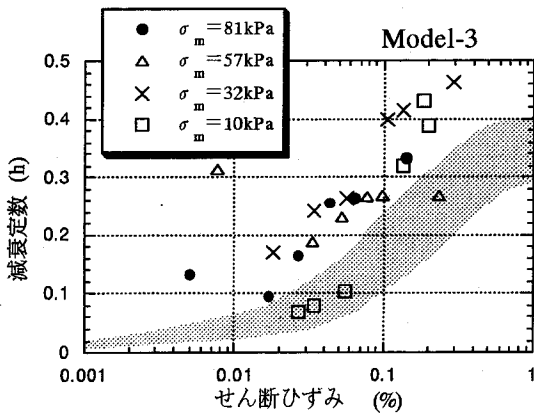


図-13 減衰定数のひずみ依存性

剛性で正規化された剛性に関しては、要素試験結果より小さい結果となっていることがわかる。

図-13は減衰定数のひずみ依存性を示したものである。横軸のひずみは、剛性を計算したときの最大片振幅である。なお、減衰定数hは式(14)による。

$$h = \frac{1}{2\pi} \frac{\Delta W}{W} = \frac{G' \varepsilon_a}{2G \varepsilon_a} \quad (14)$$

上式中で使用している記号は、図-14を参照されたい。また、図中のハッチで示した部分も室内要素試験結果を表している¹⁸⁾。減衰については、振動実験から求めた値は要素試験結果より、かなり大きめの結果となっている。

e) せん断剛性の拘束圧依存性

図-15は、せん断剛性の拘束圧依存性をひずみレベルごとに比較した結果である。剛性の拘束圧に対する傾きは、約0.8から1.1となっており、要素試験か

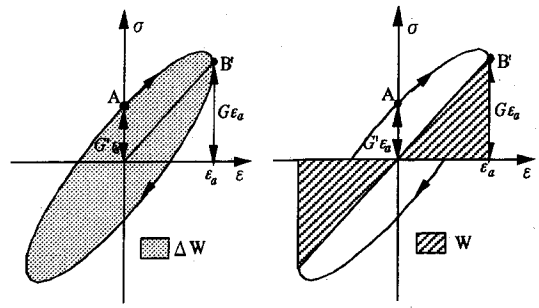


図-14 剛性と減衰定数の求め方

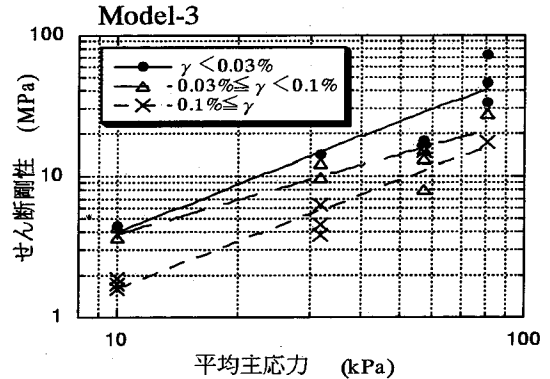


図-15 せん断剛性の拘束圧依存性

ら求められている値^{0.5¹⁹⁾}よりも大きめの値となっている。また、これらの傾向はひずみレベルによって差が見られない。

以上のせん断剛性や減衰定数に関する解析結果は、既往の室内要素試験結果と若干異なるように思われる。この原因は、要素試験と遠心振動実験の違い、あるいは実験技術や解析技術の不備に求めざる負えない。前者に関しては、慣性力の効果や通常の室内要素試験よりもかなり高い振動数の载荷を加えていることなどによると考えられる。また、後者に関しては、今後不動梁の動きを計測するなど、実験の信頼性をさらに向上する努力が必要と思われる。

4. 結論

振動実験あるいは1次元のアレーデータから、直接的に地盤の応力-ひずみ関係を求める方法について検討した。その結果、現在有する実験の計測環境で、十分な精度で動的な地盤の応力-ひずみ関係が求められることが明らかとなった。また、ここで提案した方法を遠心力振動実験に適用し、乾燥砂地盤の応力-ひずみ関係を求めることに成功した。また、求められたせん断剛性や減衰定数のひずみレベ

ル依存性, 拘束圧依存性を検討したところ, 実験結果は, 既往の要素試験結果と定性的には一致するものの, 定量的には若干の違いも観察された. 今後, 実験方法や計測方法の改良により, 実験精度を向上させる必要があるが, 本研究により本手法の肯定的な見通しを得たと言える.

ここで提案した方法は, 深さ方向に配置したセンサーの加速度・変位データからある層の平均的なせん断応力-せん断ひずみ関係を求めることができる. この手法を用いることにより, 従来の室内要素試験ではカバーしきれない地震時の原位置での状態を再現することが可能となる. すなわち, 要素供試体に成形不可能な超軟弱粘土, 地表面や層境界での排水条件が複雑な互層構造を有する地盤・碎石地盤などの土の動的変形特性の評価にも有効である.

なお, 本研究は土質工学会軟弱地盤の地震動増幅に関する研究委員会の研究として実施したものである. 関係各位に謝意を表します.

参考文献

- 1) 松田隆, 後藤洋三: 大型せん断土槽を用いた地盤動特性に関する実験手法, 第7回日本地震工学シンポジウム, pp.793-798, 1986.
- 2) 佐藤正義: 遠心場における振動台実験と地盤の動的変形特性に関する研究, 土木学会論文集, No.499/Ⅲ-28, pp.207-216, 1994.
- 3) 神山真, 松川忠司: 強震記録の非線形増幅特性による地盤材料の動的特性の推定, 第28回土質工学研究発表会, pp.1143-1144, 1993.
- 4) 時松孝次, 岩崎友洋: 鉛直アレー強震記録から推定した地盤の非線形特性の深度分布, 第29回土質工学研究発表会, pp.1127-1128, 1994.6.
- 5) 福島美光, 翠川三郎: 周波数依存性を考慮した表層地盤の平均的な Q^1 とそれに基づく地盤増幅率の評価, 日本建築学会構造系論文集, 第460号, pp.37-46, 1994.
- 6) 末富岩雄, 中村晋: 強震時における表層地盤の Q 値について, 第8回日本地震工学シンポジウム, pp.589-594, 1990.
- 7) 杉戸真太, 合田尚義, 増田民夫: 周波数特性を考慮した等価ひずみによる地盤の地震応答解析法に関する一考察, 土木学会論文集, No.493/Ⅲ-27, pp.49-58, 1994.
- 8) 佐藤智美, 川瀬博, 佐藤俊明: 観測記録から同定した地震動の統計的特性と地盤の非線形性を考慮した強震動予測, 日本建築学会構造系論文集, 第463号, pp.27-37, 1994.
- 9) 山崎文雄: 軟弱地盤はよく揺れるか揺れないか? 実測とSHAKEの矛盾を考える, 土木学会第45回年次学術講演集, pp.1102-1103, 1990.
- 10) 風間基樹, 稲富隆昌: 遠心力載荷実験手法の振動実験への適用について, 土木学会論文集, No.477/I-25, pp.83-92, 1993.10.
- 11) 風間基樹, 稲富隆昌, 村上幸博: 地表面の排水条件が砂地盤の液化化特性に及ぼす影響について, 第27回土質工学研究発表会, pp.1147-1150, 1992.6.
- 12) Kazama, M. & Inatomi, T.: Comparison of 1g and centrifuge models of a dynamic earth pressure problem. *Proc. of Centrifuge 94*, pp.197-202, 1994.
- 13) 例えば, 石原研而, 木村孟: 土工学体系8, 土質力学, 彰国社, p.251.
- 14) 豊田浩史, 東畑郁生, 風間基樹: 振動実験から求めた砂地盤の動的変形特性, 土木学会第48回年次学術講演会, 第3部門, pp.414-415, 1993.9.
- 15) 例えば, 土質工学会基準案, 土の動的変形特性を求めるときの繰り返し三軸試験法, 土と基礎, Vol.42, No.7, pp.98-108.
- 16) Hardin, B.O. & Richart, F.E.: Elastic wave velocities in granular soils, *ASCE*, Vol.89, SM1, pp.33-65, 1963.
- 17) 足立紀尚, 龍岡文夫: 土木学会編, 新体系土木工学18, 土の力学(Ⅲ), 技法堂出版, p.216.
- 18) 前出17), p.229.
- 19) 前出17), p.221.

(1995.4.7受付)

STRESS STRAIN RELATIONSHIP OF SANDY SOILS OBTAINED FROM CENTRIFUGE SHAKING TABLE TESTS

Motoki KAZAMA, Hirofumi TOYOTA, Ikuo TOWHATA and Eiji YANAGISAWA

Stress strain relationship associated with dynamic properties of soil have been one of main subjects in earthquake engineering field. Authors developed new technique to estimate stress strain relationship of soil from shaking table test data directly. This direct estimation technique reproduces the test condition similar to the actual earthquake loading condition.

Using developed technique we successfully obtained stress strain relationship of sandy soil from centrifuge shaking table test. The dynamic properties such as a shear modulus and a damping obtained from the model test were compared with those from traditional laboratory tests. The difference between the results obtained from the centrifuge shaking table test and the traditional laboratory test is found to be substantial.