

軟弱地盤の非線形震動特性についての模型振動実験と解析

SCALED MODEL TESTS AND NUMERICAL ANALYSES ON
NONLINEAR DYNAMIC RESPONSE OF SOFT GROUNDS

国生 剛 治*・岩 楯 敏 広**

By Takaji KOKUSHO and Takahiro IWATATE

1. ま え が き

軟質な表層地盤の水平震動は基盤から入射した S_H 波が地盤中を透過反射を繰り返しながら上下方向に伝播するという単純なモデルでかなり説明できることが金井¹⁾によって指摘された。この考え方にに基づき地震波の実測波形を解析的に模擬しその一致度を確かめるとともに、地震波の地表層における増幅特性を調べるための研究が数多く行われてきた^{2)~4)}。これらの理論的研究では地盤は地震力の大きさにかかわらず同じせん断剛性と減衰特性を有し線形的振動応答を示すと考えている。しかし、ここ10年余の土質力学の進歩により、地盤の表層部を構成する土質材料の動的な物性が、ひずみのレベルにより大幅に変化することが明らかにされた。なかでも Hardin-Drnevich⁵⁾ は中空ねじりせん断試験装置により砂と粘土の動的な物性を調べるための精密な実験を行い、土の動的物性に与える種々のパラメーターの影響を調べた。そしてせん断ひずみが 10^{-4} 程度より大きくなるとそのせん断剛性は明瞭に低下し、減衰能が増加する傾向が明らかにされた。このような非線形物性を近似的に考慮しつつ S_H 波による地盤震動の解析を行う方法が Schnabel-Lysmer⁶⁾ によって提案された。さらに地盤をせん断振動をする集中質点系により表わし、それらを結ぶばねに非線形復元力特性をもたせた解析モデルもいくつか提案されている^{7), 8)}。これら地盤材料の非線形物性を考慮した解析例によると、大地震時の地盤には 10^{-3} オーダーのせん断ひずみが生じ地盤の剛性は低下し減衰能は増大して、線形物性による解析に比べて地盤の加速度応答が大幅に低下することが想定される^{9), 10)}。例として軟弱

シルト層が厚い川崎市の地盤と、砂層のみからなる千葉市の地盤に、 N 値 50 以上の洪積層を基盤としてエルセントロ波 (1940 年, NS) とタフト波 (1954 年, NS) を入力した場合、地表の基盤に対する加速度応答倍率の入力加速度による変化を Schnabel らの等価線形法により評価した結果⁹⁾ を図-1 に示す。ここで用いた土の物性のひずみ依存性は砂については Seed-Idriss による平均カーブ¹⁰⁾、粘性土については文献 8) のカーブを適用している。いずれの地盤でも基盤加速度が大きくなるにしたがって、応答倍率には顕著な低下傾向が現われている。その傾向は軟弱なシルト層を含む川崎市の地盤では特に著しく、300 gal の基盤加速度に対しては 1.0 以下の応答倍率となる。さらに地盤中に生じる単位基盤加速度当りのせん断応力は入力加速度の増大に伴いむしろ小さくなること、せん断ひずみについては応力と逆の傾向

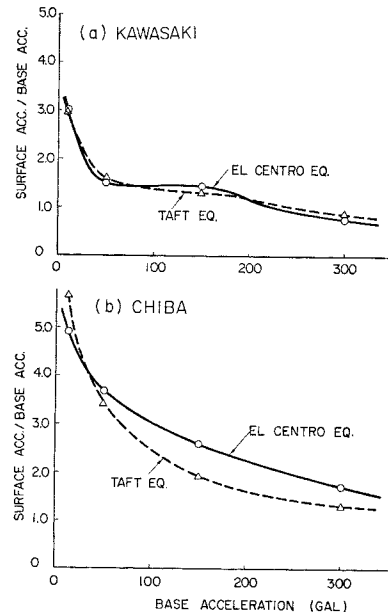


図-1 数値解析により求めた実地盤の加速度応答倍率の変化

* 正会員 工修 M.S. (財) 電力中央研究所 土木技術研究所主査研究員

** 正会員 工修 (財) 電力中央研究所 土木技術研究所研究担当

がみられることが同じ解析から求められる。これらの解析結果は軟弱地盤上の構造物の設計加速度の評価，砂質地盤の地震時液状化判定，地中埋設構造物へ加わる地震時ひずみ，土圧の評価に大きな影響を与えるものであり，これらの真実性を実測による確認することは非常に待たれるところであるが，大地震により軟弱地盤の多点実測記録はいまのところ得られていない。本研究では厚さ 1 m の砂層モデル地盤の振動実験により実規模の地盤の非線形振動特性を表現することを試み，その際に成立すべき力学的相似則について検討を加えた。そして振動台より種々の振動数特性をもつ不規則波を入力し，地盤の加速度とせん断ひずみの応答の入力レベルによる変化を調べた。さらにこれらの実験により得られたモデル地盤の実測応答を通常この種の問題によく用いられる等価線形振動解析法により模擬し，実験値との一致度の検討を通して解析法の有効性と限界を検討した。

2. モデル地盤の振動実験

(1) 実験方法

地盤の水平方向の震動が地盤中での上下方向への S_H 波の伝播により引き起こされるという立場に立った場合，それをモデル地盤においてできるだけ純粋に再現することが重要になる。すなわち，モデル地盤が自由にせん断変形できることが望ましい。この目的で作成した土槽が図-2と写真-1に示すせん断土槽である。通常の土槽は側壁の剛性が大きく，中の土は動きを規制されてせん断変形ができない。これを改善するために振動方向の壁を底版にヒンジ結合させて回転を許す図-3(a)のような構造の土槽が使われているが¹¹⁾，これでは側方の壁から土中に振動エネルギーが伝播してしまう。せん断

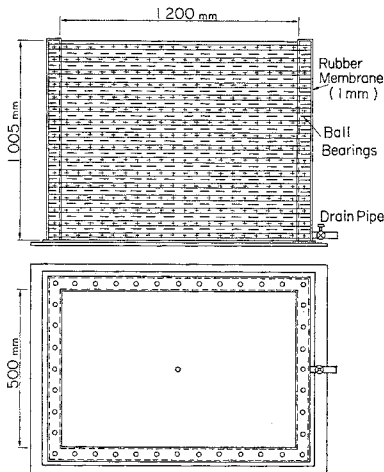


図-2 せん断土槽立面，平面図

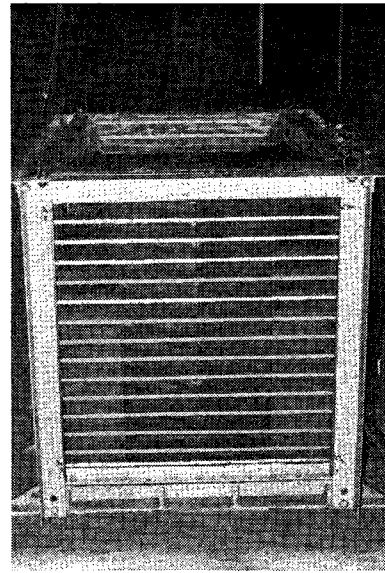


写真-1 せん断土槽

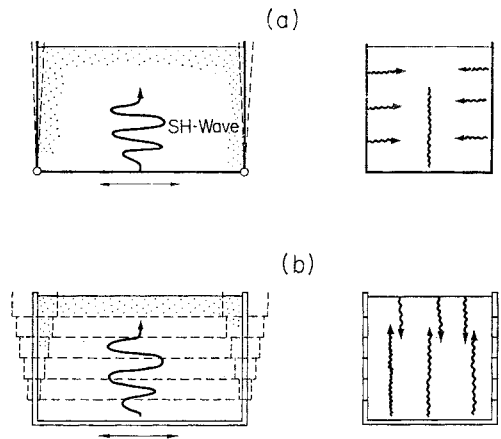


図-3 側板をヒンジ固定した土槽 (a) とせん断土槽 (b)

土槽ではこれらの短所を克服し側壁全体をモデル地盤と一体に自由に変形させるために，16枚の軽量型鋼製の矩形の枠をボールベアリングを介して単純に積み重ねて側壁を形づくっている。さらに厚さ 1 mm のゴムで土槽壁全面をおおい水密性を確保している。側壁の鋼製枠の重量をなるべく軽くするように図り，中の土に対する重量比が 9~12% におさえられている。この土槽中に行ったモデル地盤に振動台により水平力を与えると，土のせん断剛性と重量に対して土槽側壁の剛性と重量がほとんど無視できるので，図-3(b)に示すように地盤中の S_H 波の伝播がより忠実に模擬できるわけである。この土槽に砂を均一にゆる詰めするために新しいタイプの砂散布装置を用いた。この装置の底面は 24 枚の回転翼からなり，翼を閉じた状態でその上に砂を一定厚さに敷きつめた後，レバーを引いて全部の翼を同時に回転させ，

一斉に砂を落下させるものである。実験に用いた地盤材料は岐阜県産の珪質砂で、真比重、平均粒径、均等係数はそれぞれ $G_s=2.670$, $D_{50}=0.285$ mm, $U_c=1.80$ であり、豊浦標準砂に似た砂である。

地盤中には加速度計と弾性波用ピックアップを上下間隔約 25 cm ごとに埋設し、さらに地盤に発生するせん断ひずみを土槽の側壁を形成する矩形枠の間の相対変位として計測した。飽和砂の場合には加速度計、弾性波用ピックアップ、高感度間隙水圧計をすべて隣青銅板の短冊に接着してそれを底から鉛直に固定した後砂を詰め、砂層が液化化しても各ピックアップの位置が移動しないように図った。また、砂層の上面に沈下計を据え付け、実験中の地盤の密度変化を監視した。

(2) 低拘束圧下のモデル地盤の物性

砂の動的非線形物性を求めるための室内実験は、Hardin-Drnevich⁹⁾ や岩崎—岡岡ら¹²⁾、原ら¹³⁾により中空円筒ねじり試験機や単純せん断試験機を用いて行われている。しかし、これらの研究では平均主応力が $\sigma_m' = 0.2$ kg/cm² より小さい場合の実験は技術的に困難であり行われていない。厚さ 1 m のモデル地盤中では $\sigma_m' = 0.1$ kg/cm² 以下であり、その物性は従来の要素試験では明らかになっていない。ここではモデル地盤の弾性波速度測定と 1 次固有振動モードによる減衰振動の測定を不規則波振動実験と同一の地盤について行い、それから地盤の動的物性の直接的な評価を行った。

弾性波測定は土槽の底面を左右からゴムハンマーで水平にたたき、発生した S_H 波の最初のピークの到達時間を計ることにより行った。図-4 は両対数グラフの縦軸にせん断波速度 V_s と密度 ρ より $G = \rho V_s^2$ により求めたせん断剛性率 G をとり、横軸にそれと対応する地盤深度での有効鉛直応力 σ_v' との関係を示したものである。砂の振動実験前の間隙比は $e = 0.89 \sim 0.91$ で、ゆ

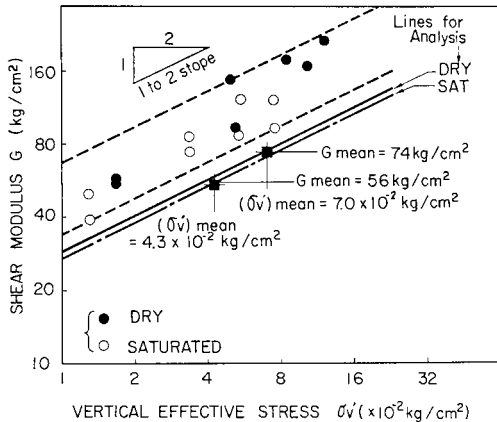


図-4 弾性波速度より求めたせん断剛性 G と有効上載圧 σ_v' の関係

る詰めの場合である。各点はかなりばらつきが大きい。乾燥砂、飽和砂ともに 1/2 の勾配をもつ 2 本の破線で挟まれた範囲にあり、 G は上載圧の平方根 σ_v' にほぼ比例して、地盤の下部ほど大きくなっていると考えることができる。

弾性波試験におけるひずみの大きさはその振動数と振幅から概算して $\gamma = 2 \times 10^{-6}$ 程度であったが、さらにひずみの大きな範囲でのモデル地盤の物性を求めるために種々の振幅と振動数をもつ正弦波入力をモデル地盤に与えて地盤の 1 次固有振動状態を励起し、その後入力を中断して地盤の減衰振動を計測した。そのときの地盤の振動モードは深さ方向にほぼ直線的であり、せん断ひずみは地盤中で一定とみなせる⁹⁾。そこで減衰振動の周期と対数減衰率よりせん断剛性率 G 、限界減衰比 h の変化を求め、そのときのせん断ひずみ γ との関係のプロットしたものが 図-5 (a), (b) である。すなわちモデル地盤を 1 自由度の振動系におきかえたときの平均的な物性を求めたわけである。そしてこの物性値を地盤厚のちょうど中間点での拘束圧に対応しているものと仮定した。このようにして求めたせん断剛性の上限値は、乾燥砂地盤については $G_{max} = 74$ kg/cm²、飽和砂地盤について $G_{max} = 56$ kg/cm² であり、これを 図-4 の弾性波試験により求められた値と比較すると多少小さな値となる。

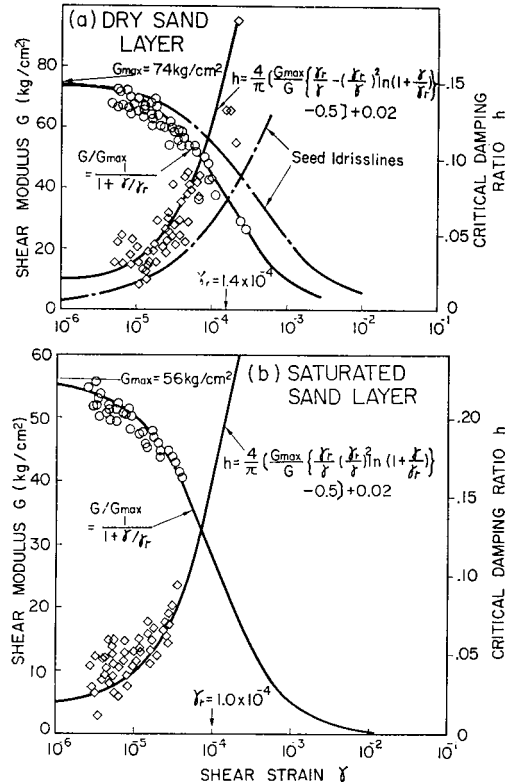


図-5 モデル地盤の物性のひずみ依存性

この原因としては、土槽の形状や枠の重量の影響、振動台基礎が完全に剛でない影響などによってモデル地盤の固有振動数が低下していることが考えられる。

なお、弾性波速度測定と減衰振動の測定はモデル地盤の作製直後と不規則波振動実験の終了後に行い、実験中の地盤の密度変化が物性に与える影響をチェックした。ゆる詰め地盤の場合、間隙比の 0.89 から 0.84 への変化に対しせん断剛性は約 15% 上昇したが、密詰め地盤では密度の変化も剛性の変化もほとんど認められなかった。

地盤の減衰振動より求めた地盤物性のひずみ依存性を後に述べる数値解析に適用するために土の動的非線形モデルを適用して実験値を近似した。すなわち、せん断剛性 $G \sim$ せん断ひずみ r 関係は Hardin-Drnevich¹⁴⁾ により提案されたモデルを適用し、次式で表わした。

$$G/G_{\max} = \frac{1}{1 + (r/r_r)} \dots\dots\dots (1)$$

ここに、 G_{\max} は (r/r_r) が十分小さいときのせん断剛性であり、 r_r は規準ひずみとよばれる量で土の破壊応力 τ_f に対して、

$$r_r = \tau_f / G_{\max} \dots\dots\dots (2)$$

により定義される。一方、Hardin-Drnevich によると限界減衰比 h と r の関係は、

$$h/h_{\max} = \frac{r/r_r}{1 + (r/r_r)} \dots\dots\dots (3)$$

と表わされるが、ここでは Hardin-Drnevich モデルにヒステリシス特性を付け加えた、新しいモデル¹⁵⁾ (Hysteretic Hardin-Drnevich モデルまたは H・H・D モデルとよぶ) を用いた。これは Hardin-Drnevich モデルの骨格曲線を基本とし、Ramberg-Osgood モデル¹⁶⁾ と同様な手法で履歴曲線を定義したモデルで、Finn-Lee-Martin¹⁷⁾ も地盤の液状化解析に用いている。このモデルによると h は式 (3) の代りに次式で求められる。

$$h = \frac{4}{\pi} \left[\frac{G_{\max}}{G} \left\{ \frac{r_r}{r} - \left(\frac{r_r}{r} \right)^2 \ln \left(1 + \frac{r}{r_r} \right) \right\} - \frac{1}{2} \right] \dots\dots\dots (4)$$

式 (3) における h_{\max} を Hardin らの実験結果³⁾ に基づき約 0.30 とすると、式 (3) と式 (4) から求めた h の値は $r/r_r \leq 2$ では良く一致するが、それ以上の r に対しては式 (4) の方が大きな減衰比 h を与える¹⁵⁾。実験から求めた $h \sim r$ 関係を近似するために式 (4) の右辺に定数 $h=0.02$ を加えた式を用いた。図-5 (a), (b) に式 (1), 式 (4) による曲線を実線で示す。図-5 (a) に参考のために Seed-Idriss¹⁰⁾ により提案された砂についての平均的カーブを示すが、通常の拘束圧下の砂を対象にした Seed-Idriss カーブに比べて非常に拘束圧の低いモデル地盤の砂は、せん断剛性、減衰比ともに低いひずみレベルで変化しはじめ非線形性が現われやすいことが

わかる。また、飽和地盤では乾燥地盤に比べて初期のせん断剛性 G_{\max} が小さく、非線形性が現われるひずみレベルもさらに小さくなっていることがわかる。

(3) モデル地盤に適用される相似則

a) 地盤を線形体とした場合

本実験ではわずか 1.0 m の厚さの砂層で実物大の地盤を定量的に表現しようとしているが、そのための力学的相似則の確立の可能性についてここで考えてみよう。

いま、図-6 に示す厚さ H_p の均質な線形物性を有する地盤が硬い基盤の上に位置している場合を考える。地盤のせん断剛性を G_p 、密度を ρ_p 、限界減衰比を h_p とし、基盤に与える正弦波振動の角振動数を ω_p 、その加速度を a_p とする。厚さ H_m のモデル地盤についても同様に変数 $G_m, \rho_m, h_m, \omega_m, a_m$ を定義する。線形な地盤では加速度の大きさは現象に無関係であるから、Buckingham の定理¹⁸⁾ に基づき次元マトリックスは次式のように書ける。

	H	ρ	G	h	ω	
長さ	L	$\begin{bmatrix} 1 & -3 & -1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -2 & 0 & -1 \end{bmatrix} \dots\dots\dots (5)$				
質量	M					
時間	T					

そのランクは 3 であるから $5-3=2$ で 2 個の独立な無次元積 π_1, π_2 が定義できる。そのひとつは当然 $\pi_1=h$ であり、もうひとつは、たとえば $\pi_2=G/(\rho H^2 \omega^2)$ と書ける。 π_2 はせん断波速度 V_s についての関係式 $V_s = \sqrt{G/\rho}$ を使って $\pi_2 = V_s^2 / (H^2 \omega^2)$ とも書ける。模型と実物の間の長さの縮尺を λ 、密度の縮尺を η とすると $H_m/H_p = \lambda, \rho_m/\rho_p = \eta$ であるから、自重による地盤の鉛直有効応力 σ_v' の縮尺は $\sigma_{vm}'/\sigma_{vp}' = \lambda\eta$ となる。せん断剛性 G はひずみの小さい範囲では拘束圧の 0.4~0.5 乗に比例することが通常の拘束圧レベルでの実験により確められており¹⁹⁾、さらにモデル地盤での弾性波速度測定から求めた図-4 のグラフから低拘束圧下でもせん断

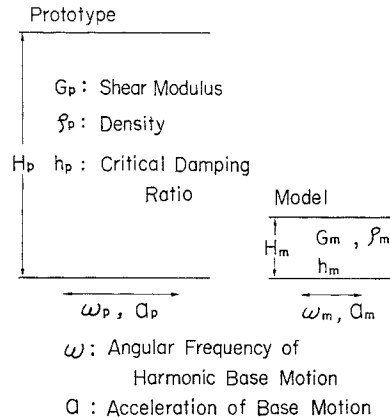


図-6 理想化した実地盤とモデル地盤

剛性は有効上載圧のほぼ 0.5 乗に比例することがいえる。したがって、実地盤とモデル地盤で静止土圧係数が大きく異ならない限り、せん断剛性 G の縮尺はほぼ $G_m/G_p = \sqrt{\sigma_{vm}'/\sigma_{vp}'} = \sqrt{\lambda\eta}$ と表わすことが可能である。これらの値を無次元積 π_2 に代入することにより角振動数 ω の縮尺として $\omega_m/\omega_p = \lambda^{-3/4} \cdot \eta^{-1/4}$ が得られる。たとえばモデル地盤と実地盤の厚さの比を $\lambda=1/16$ 、密度の比を $\eta=1$ とすると $G_m/G_p=1/4$ 、 $\omega_m/\omega_p=8$ となる。すなわち時間軸を $1/8$ に縮尺して模型振動実験を行えば、もし減衰比 h について $h_m/h_p=1$ であれば実地盤を正しく表現しうるモデルとなる。地盤の振動減衰を支配する因子は土質材料の内部減衰によるものと、基盤から下方の半無限地盤への放射減衰によるものがあるが、前者は実地盤とモデル地盤で等しいとしよう。後者についてはモデル地盤の下は鋼板であり、実地盤に比べると基盤と表層地盤とのインピーダンス比 ($\alpha=\rho V_s/\rho_B V_{SB} : \rho_B$ と V_{SB} は基盤の密度とせん断波速度) が非常に小さく、放射減衰は実地盤に比べてそれほど生じないと考えられる。したがって、一般には $h_m/h_p=1$ であることは期待しがたい。しかし、実地盤の基盤での実測波形を入力として表層地盤の応答を取り扱う場合には放射減衰の効果は波形の中に陰に包含されていることになり、モデル地盤が実地盤の正しい力学的相似モデルになっている限りは実測波形を時間縮尺した波を振動台に加えることにより放射減衰についても特に問題は生じない。

b) 地盤物性の非線形性を考慮した場合

微小入力により地盤が線形振動をする場合には前述のように力学的相似を満足するようにはできるが、振動入力が大きくなり地盤物性が非線形性を呈するようになった場合についてはどうであろうか。この場合の前提条件として土のせん断剛性のひずみ依存性は Hardin-Drnevich モデルにより式 (1) で表わされ、 G は r/r_r と G_{max} とで完全に定義されること、限界減衰比のひずみ依存性は Hardin-Drnevich モデルあるいは Hysteretic Hardin-Drnevich モデルにより式 (3) または式 (4) で表わされ、 h は r/r_r と h_{max} とで完全に定義されることを仮定する。次元マトリックスに関与する物理量として地盤厚 H 、初期せん断剛性 G_{max} 、密度 ρ 、最大限界減衰比 h_{max} 、角振動数 ω 、水平加速度 a 、水平変位 u 、せん断ひずみ r 、基準ひずみ r_r の 9 個をとり、長さの 1 次量を鉛直方向に対して L_v 、水平方向に対して L_h と別個にとる。そのときの次元マトリックスは、

$$\begin{matrix} H & \rho & G_{max} & h_{max} & \omega & a & u & r & r_r \\ L_v & \begin{bmatrix} 1 & -1 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & -1 & -1 \\ 0 & -2 & -2 & 0 & 0 & 1 & 1 & 1 & 1 \\ 0 & 1 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -2 & 0 & -1 & -2 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} & \dots \end{matrix} \quad (6)$$

であり、そのランクは 4 であるから $9-4=5$ 個の無次元積が定義できる。それらはたとえば、 $\pi_1=h_{max}$ 、 $\pi_2=r/r_r$ 、 $\pi_3=u/(rH)$ 、 $\pi_4=a/(u\omega^2)$ 、 $\pi_5=(\rho u^2 \omega^2)/(G_{max} r^2)$ ととれる。前と同様に鉛直の長さ L_v の縮尺を λ 、密度 ρ の縮尺を η とし、水平の長さ L_h の縮尺を μ ととる。そのとき水平変位 u の縮尺は $u_m/u_p=\mu$ 、せん断ひずみ r の縮尺は π_3 により $r_m/r_p=\mu/\lambda$ である。さらに Hardin-Drnevich モデルによると r_r は G_{max} とせん断破壊強度 τ_f により式 (2) のごとく表わされるが¹¹⁾、 G_{max} の模型と実物の間の縮尺は前に述べたようにほぼ $\sqrt{\eta\lambda}$ と表わされる。また、砂の内部摩擦角が模型と実物で等しいとすればモール・クーロンの破壊規準により τ_f は鉛直有効応力 σ_v' にほぼ比例すると考えたとその縮尺は $\eta\lambda$ であるから、結局基準ひずみ r_r の縮尺は $\sqrt{\eta\lambda}$ となる。そこで π_2 がモデル地盤と実地盤で同値をとるためには r と r_r の縮尺が同じでなければならないことから $\mu/\lambda=\sqrt{\eta\lambda}$ により $\mu=\eta^{1/2}\lambda^{3/2}$ が必要な条件となる。この場合ひずみの縮尺は $r_m/r_p=\eta^{1/2}\lambda^{1/2}$ となり、 π_5 より角振動数の縮尺として $\omega_m/\omega_p=\eta^{-1/4}\lambda^{-3/4}$ という線形地盤と同じ結果が得られ、さらに π_4 より加速度の縮尺は 1 対 1 となることがわかる。前述の例と同じように地盤厚の比を $\lambda=1/16$ 、密度の比を $\eta=1$ とすると $\omega_m/\omega_p=8$ であり、地盤ひずみの比は $r_m/r_p=1/4$ 、水平変位の比は $u_m/u_p=1/64$ 、加速度の比は $a_m/a_p=1$ となる。すなわち、モデル地盤に実地盤での実測波形を同じ加速度のまま時間軸を $1/8$ に短縮して入力してやると、厚さ 1 m のモデルで厚さ 16 m の実物を定量的に表現することができることになる。この場合のモデル地盤に生ずるせん断ひずみ r は実物の $1/4$ となるが、Hardin-Drnevich モデルによれば地盤中の上載圧の違いによって基準ひずみ r_r も $1/4$ となるので r/r_r は同じ値になり、両者は同じ非線形振動挙動を示すことがいえるわけである。

上述の議論は、土の物性のひずみ依存性が Hardin-Drnevich モデルのように (r/r_r) の値により一義的に決定できるという前提の上に立っており、それを裏付ける詳細な実証研究が特に低拘束圧下の土について必要である。しかし、図-5 に示すモデル地盤の非線形カーブが通常拘束圧の場合に比べて左側に平行的にずれていることから考えても、その前提条件がほぼ満足される可能性が強いといえよう。

(4) 不規則波に対するモデル地盤の非線形震動応答

本研究の目的のひとつは軟弱地盤が大きな地震動を受けたときの地盤の非線形震動応答特性を模型実験により検討することである。モデル地盤に入力した不規則波は表-1 に示す 4 種類であり、これらを入力レベルを変化させながら順次同一の地盤に加え、応答を調べた。この

表-1 入力不規則波一覧表

Name of Motions	Duration	Dominant Frequency
E_a	1.44 sec.	8 Hz, 22 Hz
E_b	1.08 sec.	14 Hz, 30 Hz
H_a	0.72 sec.	25 Hz
H_b	0.84 sec.	25 Hz

うち E_a 波はエルセントロ波形 (1940年, NS) の主要部分の時間軸を 1/5 に短縮したもので、 E_b はそれを 10 Hz のハイパスフィルターに通したものである。 H_a は十勝沖地震 (1968年) に運輸省が八戸で観測した強震記録を時間軸 1/10 に短縮したものであり、 H_b はそれを 15 Hz のハイパスフィルターに通したものである。図-7 に各波の振動台での再現波形の応答スペクトルを示す。時間軸をかなり短縮しており周波数特性が平坦でない高周波域で油圧駆動式振動台を使用しているために、原波形の特徴はかなり変化を受けており、むしろ別個の人工地震波形と考えた方がよい。 E_a 波は 8 Hz と 22 Hz、 E_b 波は 14 Hz と 30 Hz 付近を中心として比較的均されたスペクトルとなっているのに対し、 H_a 波と H_b 波は 25 Hz 付近にスペクトルが集中している。モデル地盤の微小振動時の 1 次固有振動数がゆる詰め (間隙比 $e=0.89\sim 0.91$) の場合乾燥地盤で $f=18$ Hz、飽和地盤で $f=14$ Hz であることを考慮すると、 E_a 、 E_b 波は地盤の 1 次共振状態を起こしやすい波であり、 H_a 、 H_b 波

はそれよりも高次の共振に関係した波と考えてよい。

実験はこれらの不規則波を入力レベルを増加させながら繰り返し同一の地盤に加える方法で行った。その際実

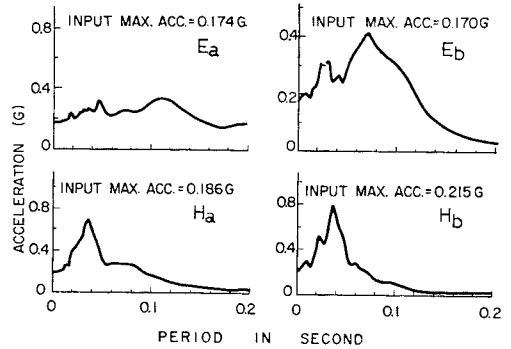


図-7 入力不規則波の加速度応答スペクトル

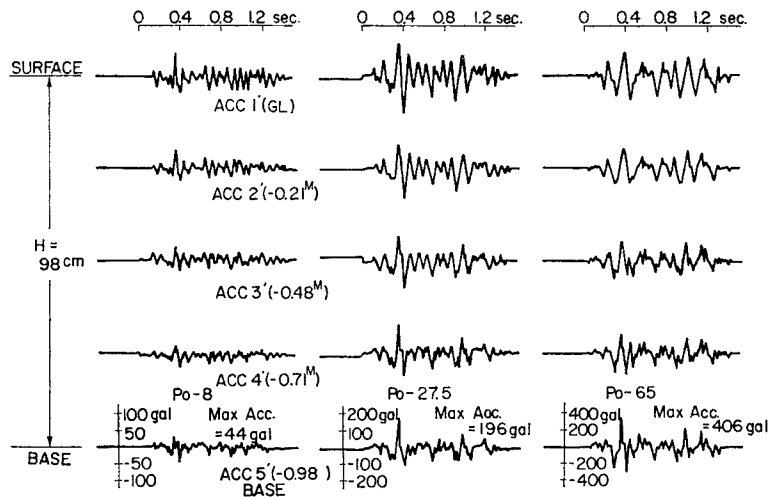


図-8 E_a 波の実測波形例

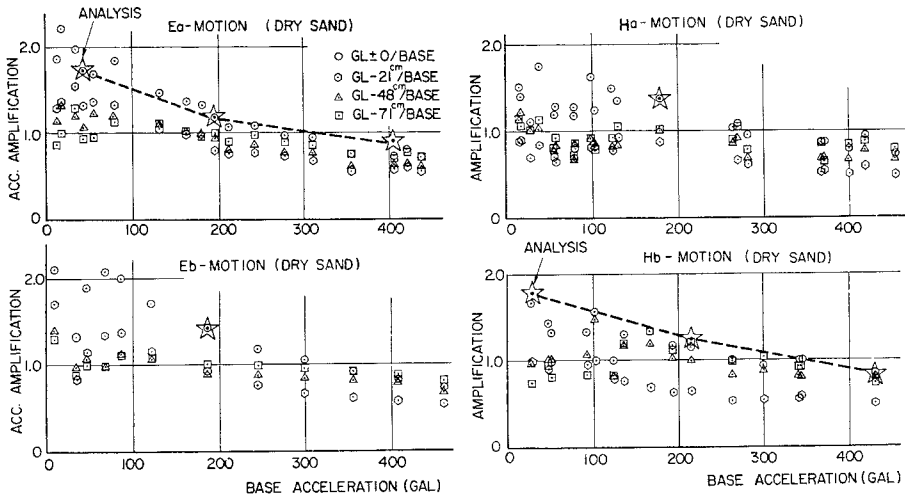


図-9 加速度応答倍率と台加速度の関係 (ゆる詰め乾燥砂地盤)

験の最初と最後で 10% 程度の地盤のせん断剛性の変化がみられたが、以後の実験結果の解釈ではそれを無視した。

図-8 はゆる詰め乾燥砂地盤に E_a 波を振動台の加速度を 3 段階に変化させて入力したときに地盤各深度で計測した加速度応答を示している。台加速度が大きくなるにしたがって地盤上部の相対的な加速度応答がめだって低下してくることがわかる。図-9 は地盤の加速度応答の非線形性をみるために横軸に振動台加速度の最大値、縦軸に地盤各深度での加速度応答倍率（地盤の最大加速度/振動台の最大加速度）をとり、表-1 の 4 つの不規則波形を入力レベルを変化させながら地盤に加えたときの結果をプロットしたものである。台加速度が 100 gal に達しない小さい範囲では応答倍率のばらつきが大きい、それ以上になると台加速度とともに入力波形の差異にかかわらず応答倍率は単調に減少していく。応答倍率は小さい加速度では卓越振動数の低い E_a, E_b 波の方が卓越振動数の高い H_a, H_b 波よりも大きい値を示すが、特に地表においては 200 gal を越える加速度に対してはほぼ同じとなり、約 300 gal より大きな台加速度に対してはいずれの入力波形でも応答倍率は 1.0 以下になってしまう。図-10 は間隙比が $e=0.63$ のバイブレーターで締め固めた密詰めの乾燥砂地盤に E_a 波と H_b 波を入力した場合の加速度応答倍率の変化を示している。密詰めの地盤の微小振動時の 1 次固有振動数は 27 Hz であり、 H_b 波の場合には入力波のもつ卓越振動数に一致しているので、非常に大きな応答倍率を示している。 E_a 波の場合でもゆる詰め砂層に比べて全体的に応答倍率は大きく、台加速度の増加により倍率は低下するものの、350 gal の加速度に対しても地表で 1.5 倍にと

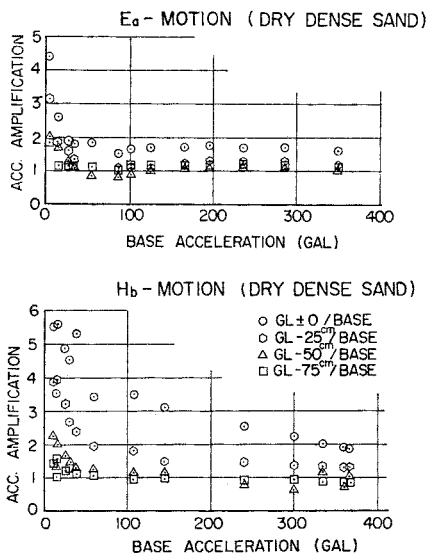


図-10 加速度応答倍率と台加速度の関係 (密詰め乾燥砂地盤)

どまっている。このように剛性の小さな地盤ほど応答倍率の低下が著しいことは土の減衰能のひずみ依存性により説明できる。すなわち、同じ入力加速度に対してゆる詰め剛性の小さな地盤ほど発生するせん断ひずみが大きく、土が大きな減衰性を発揮して地盤の振動増幅を低める作用をすると考えることができる。

入力加速度の増大に伴って地盤の加速度応答倍率が低下する現象もひずみとともに土の減衰性が増加することにより説明できる。一方、ひずみの増大とともにせん断剛性も減少し地盤の固有振動数が低下するために、入力波の卓越振動数との相対的關係で地盤の応答倍率が変化する可能性もあるので、応答倍率が入力加速度の増加に伴い単調に減少するとは限らない。事実、密詰め地盤に E_a 波を入力した場合 (図-10 (a)), 応答倍率は単調な減少ではなくわずかな凹凸を示す。しかし、その凹凸の大きさは全体的な応答の減少傾向に比べてわずかであり、その他の場合 (図-10 (b), 図-9) にも入力不規則波の種類に関係なく単調に減少することから考えて、減衰性の増大が応答倍率に与える影響は非常に大きく固有振動数が低下することによる応答倍率の変化をおおい隠してしまう傾向のあることがわかる。

図-11 はゆる詰め (間隙比 $e=0.90$) の飽和砂地盤に E_a 波と H_a 波を加えたときの台加速度の大きさによる地盤の加速度応答倍率の変化を示したものである。この場合には地盤の加速度応答倍率は同じ密度の乾燥砂地盤

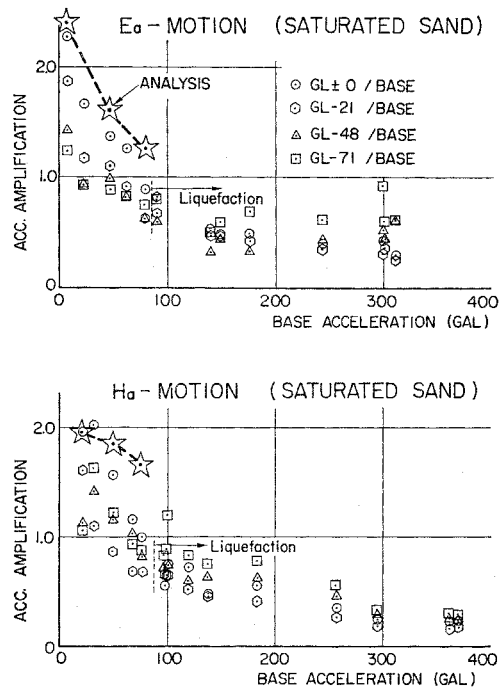


図-11 加速度応答倍率と台加速度の関係 (ゆる詰め飽和砂地盤)

の場合よりも小さな台加速度において急激に減少し、70～80 gal の加速度において地表の応答倍率は 1.0 を下まわってしまう。その原因としては飽和地盤では、① 乾燥地盤に比べて土の単位体積重量が大きく同じ加速度当りに生ずるせん断応力が大きい。② 乾燥砂に比べて有効拘束圧が小さく、したがってせん断剛性と規準ひずみ r_r が小さいために物性の非線形性が発揮されやすい。③ 台加速度が 80 gal 以下のときには液状化現象は生じていないが、地表面付近で間隙水圧が上昇し加速度応答の低下を招いていること、が考えられる。

図-12 は台加速度を横軸にとり、縦軸に単位台加速度当りに地盤に生じたせん断ひずみをとって、ゆる詰め乾燥砂地盤に E_a 波と H_b 波を入力し実験の結果をプロットしたものである。卓越振動数の低い E_a 波では地盤全体に同レベルのひずみが生ずるが、卓越振動数の高い H_b 波では地盤の表面付近では大きなひずみが生じ他の部分では小さいことが特徴的である。しかし、いずれの不規則波でも単位加速度当りのひずみの増幅率は台加速度の増加とともにむしろ大きくなる傾向を示していることは加速度応答倍率の傾向と対照的である。

以上、モデル地盤に種々の不規則波を入力した場合の地盤の振動応答をその非線形性に注目して述べた。従来、この種の砂のような実際の土質材料を用いた模型実験は実物の挙動の定性的な傾向を表現する役割しか与えられていなかったように思われる。相似則を満足するためにはむしろゴムや高分子などの各種の弾性材料により模型を製作することが多いが、この場合岩盤などの硬地盤を除いて模型の内部減衰が小さすぎるという難点があ

る。さらに軟弱な地盤を対象とした場合には地盤材料の非線形性を無視しえず、弾性材料による模型実験の価値は低下する。

前節で述べた相似則の考察によれば、今回行った土質材料を使った厚さ 1m のモデル地盤は実地盤の震動をその非線形性を含めて定量的に表現している可能性が考えられる。たとえばモデルと同じ密度と、4 倍大きな初期せん断剛性を有する厚さ 16m の実地盤を考え、その基盤にモデル実験で用いた不規則波の時間軸を 8 倍に拡大した地震動が加わった場合を想定すると、モデル地盤の加速度応答値は 1 対 1 で実地盤の加速度応答値を表わすと考えてよい。その意味で図-9～11 に示したモデル地盤の非線形応答特性は実物大の地盤に対しても現実的な意味をもつものである。

3. 等価線形震動解析法によるモデル実験の模擬

モデル地盤の振動台実験によって、不規則波の入力レベルの増大による地盤の応答の非線形性が明瞭に示された。通常、実際の軟弱地盤の地震動の推定は土の非線形物性を、発生するひずみの代表的なレベルに対応した線形物性により代表させる等価線形法により行うことが多い。しかし、その方法の妥当性に関する研究は理論的なものにとどまり^{19),20)}、実地盤かモデル地盤かを問わず非線形性をひき起こす大きなひずみ領域にわたる地盤の不規則振動の実測値によってその妥当性が検討されたことはない。ここでは設計面でもっとも多用されている等価線形震動解析法⁹⁾により前章に述べたモデル地盤の振動をシミュレートし、解析法の有効性と問題点を調べた。

解析に用いた地盤物性のひずみ依存性は図-5 に実線のカーブで示すものである。すなわち、モデル地盤の減衰振動曲線から得られた実験値のうちせん断剛性 G とせん断ひずみ r の関係については式 (1) の Hardin-Drnevich 式により近似し、限界減衰比 h と r の関係については式 (4) の右辺に定数分 0.02 を加えた式により近似した。解析はゆる詰めの単位体積重量 $r_t=1.42 \text{ gr/cm}^3$ の乾燥地盤と $r_t=1.87 \text{ gr/cm}^3$ の飽和地盤を対象として行ったが、それらを単層均一地盤と 4 層の異なる物性をもつ地盤の 2 種類で数値モデル化した。前者の場合には図-5 の物性をそのまま用いたが、後者の場合には図-5 の物性を地盤の中間深度での値と解釈し、各深度での初期せん断剛性 G_{max} と基準ひずみ r_r は前に述べたように上載圧の 1/2 乗に比例するとして算出した。計算に用いたプログラムは Schnabel 氏⁶⁾によるもので、最大ひずみから非線形性の評価に用いる有効的なひずみを出すための係数は慣用的な値として 0.65 をとった。

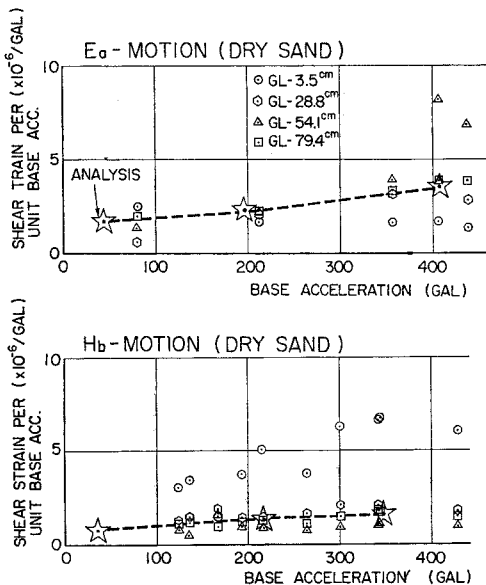


図-12 ひずみの増幅率と台加速度の関係 (ゆる詰め乾燥砂地盤)

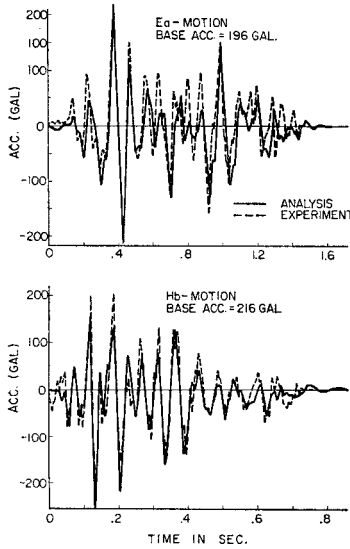


図-13 加速度時刻歴の解析と実験の比較 (乾燥砂・1層モデル)

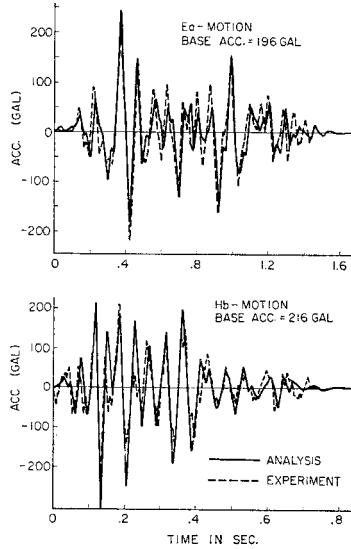


図-14 加速度時刻歴の解析と実験の比較 (乾燥砂・4層モデル)

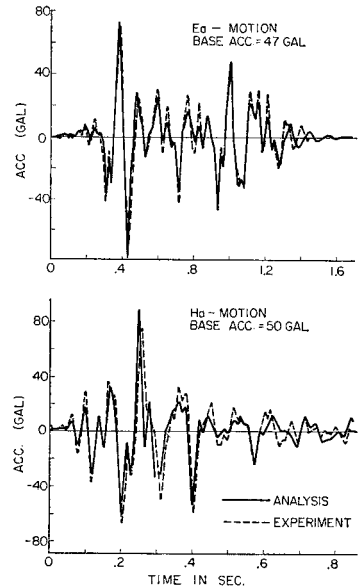


図-15 加速度時刻歴の解析と実験の比較 (飽和砂・1層モデル)

図-13 は乾燥砂地盤に E_a 波と H_b 波を 200 gal 程度の台加速度で加えた場合の地表の加速度応答の 1 層モデルによる計算値を実測値と比較したものである。図-14 は 4 層モデルによる同様の結果であるが、1 層モデルによる計算値とほとんど差異がないことがわかる。図-15 は飽和砂地盤に E_a 波と H_a 波を約 50 gal の台加速度で加えた場合の地表の加速度応答の 1 層モデルによる計算値の実測値との比較を示している。図-13~15 のいずれにおいても計算波形と実測波形は振幅と位相の両面で比較的良好に一致している

印象を受けるが、さらに注意深くみるとひとつの波形の中でも場所によりその一致度が変化していることに気付く。すなわち、振幅の大きい部分では計算と実測の一致度はよく、振幅が小さい部分ほど両者の差異がめだってくる。この傾向をさらに明瞭に裏付けているのが図-16 である。図-16 (a) は図-13 と 15 に示した実測波形についてその中に含まれる多くのピークの振幅を横軸にとり、そのときの計算値と実測値の振幅比を縦軸にとったグラフである。加速度振幅が大きいときには縦軸は 1.0 付近の値をとり、計算と実測の振幅がほぼ一致していることを示しているが、波形の振幅が小さくなるに従い、ばらつきが大きいにもかかわらず縦軸の値は減少す

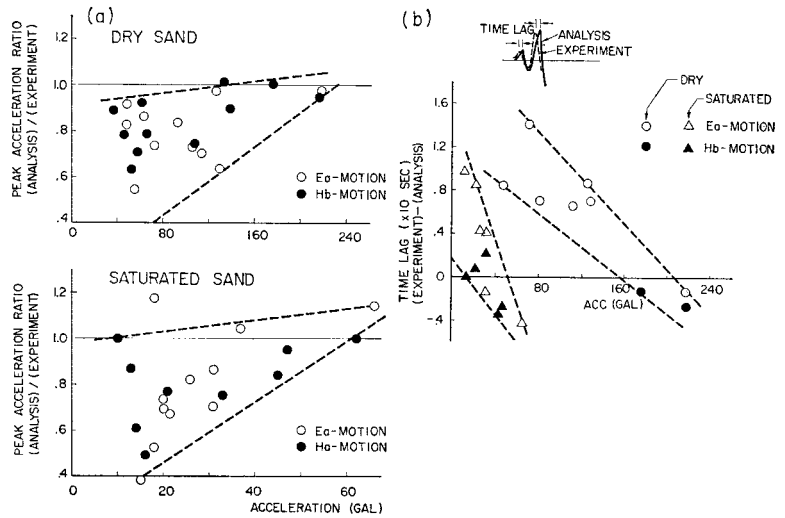


図-16 等価線形解析における振幅 (a) と位相 (b) からみた解析と実験の一致度

る傾向がみられ、計算波形が実測波形を過小評価していることがわかる。図-16 (b) はやはり各ピークの振幅を横軸にとり、そのときの実測波形がピークを示す時点と計算波形がピークを示す時点との時間遅れを縦軸にとったグラフである。振幅値が大きいときには計算のピークは実測のピークよりもむしろ先行する傾向があるが、振幅が小さいほど計算波形のピークの位相が遅れてくることを表わしている。等価線形法では種々の振幅を含む不規則な攪乱に対する土の応答を求めるために 1 つの代表的な物性値を定めているが、それは不規則波の中の比較的大きな振幅に対してのみ妥当であることが図-16 から察せられる。そして、振幅の小さな部分に対しては過

大な減衰性と過小なせん断剛性を用いているため実測値とあわなくなってくるものと思われる。土はそのひずみ振幅に応じた非線形的な変形特性と減衰特性を発揮することは要素試験などで明らかにされているが、実際の地盤振動においても不規則な振動に対して土はその物性を外乱のレベルに応じて刻々と変化させていることがこれらの実測と解析の比較からも察せられる。

以上に述べたように等価線形法は不規則波の中の比較的振幅の小さな部分の評価には誤差を含みやすい近似的な方法である。しかし、工学的に重要なのは振幅の大きな部分であり、小さな部分の不一致は重大な問題とはならないと考えられる。図-17は図-13と図-15の波形について加速度応答スペクトルの面から計算と実測の比較をしたものであるが、両者のスペクトルはかなりよく一致しているといえるであろう。さらに不規則波振動により地盤に生ずる最大加速度、最大せん断ひずみなどの評価も等価線形解析法により適切に行えることがわかる。すなわち、図-9と図-11に星印で示したモデル地盤の地表における加速度応答倍率の解析値は白丸で表わした実験値と良好に合致していることがいえる。また、図-12に記入された星印はモデル地盤の中間深度に生ずる単位台加速度当りのせん断ひずみの解析値であるが、実験値（ほぼ3角印に対応する）をほぼ正當に表現しているといえるであろう。

ここで注意すべきことは土の限界減衰比 h に関して式(4)に示す関係式を用いて解析を行ったことである。この場合、Hardin-Drnevichモデル(式(3))に比べ $r/r_r > 2$ の範囲で大きな減衰比を与えることになる¹⁵⁾。今回の解析で評価されたモデル地盤の r/r_r は乾燥地盤の場合0.3~10の範囲であり、大きい入力加速度に対し

ては通常よく用いられる式(3)の値よりも最大50%程度大きめの減衰比を計算に用いているわけである。それにもかかわらず図-9にみられるように加速度の解析値が実験値によく一致していることは、少なくとも不規則振動をするモデル地盤は通常考えているよりもかなり大きめの減衰能を発揮していることを間接的に示唆するものと思われる。

4. 結 論

本研究において、軟弱地盤が強震動を受ける場合の地盤震動応答の非線形的な変化に注目して模型振動実験により検討を加えた。その際に特にモデル地盤と実地盤の間の力学的相似について検討を加えた。さらにモデル地盤の不規則波入力による応答を工学的によく用いられる等価線形震動解析法により数値解析し、解析法の適用性に検討を加えた。これらより得られたおもな結論を以下に記す。

(1) 厚さ1mの砂層モデル地盤は 0.1 kg/cm^2 以下の低拘束圧下にあるため、土の動的物性はかなり強いひずみ依存型の非線形性を示し、通常提案されている土の非線形カーブに比べてかなり小さなせん断ひずみのレベルにおいてすでにせん断剛性の低下と減衰性の増大が顕著にみられる。

(2) このように非線形性が強いモデル地盤は一見すると、実地盤の震動を定量的に表現しうるモデルとはなり得ないように思われる。しかし、土の非線形性をHardin-Drnevichモデルで近似することができるのと、時間軸を縮尺して振動実験を行うことにより、モデル地盤は実物大の地盤の非線形的応答を含む震動特性を模擬しうるということが力学的相似についての考察から明らかとなった。これは砂のような実際の土質材料が模型材料として使える可能性があることを意味している。

(3) 上記の相似則によれば実地盤とモデル地盤の土の密度を同じにした場合、地盤厚の縮尺をたとえば1/16とすれば時間軸を1/8に短縮したモデル実験を行えばよいことになる。このときに変位の縮尺は1/64、せん断ひずみの縮尺は1/4となるが、もっとも重要なこととして加速度の縮尺は地盤厚の縮尺比によらず常に1であることがいえる。

(4) モデル地盤の不規則波に対する加速度応答倍率は入力加速度レベルの増大とともに明瞭に低下する。地盤の剛性が低いほど応答倍率は小さくなり1.0以下になることもある。地盤剛性の低下により固有振動数が低下し、地震の卓越振動数と一致して応答倍率が增大することも考えるが、軟弱な地盤では入力レベルの増大による減衰性の増大が著しくそのような傾向をおおい隠して

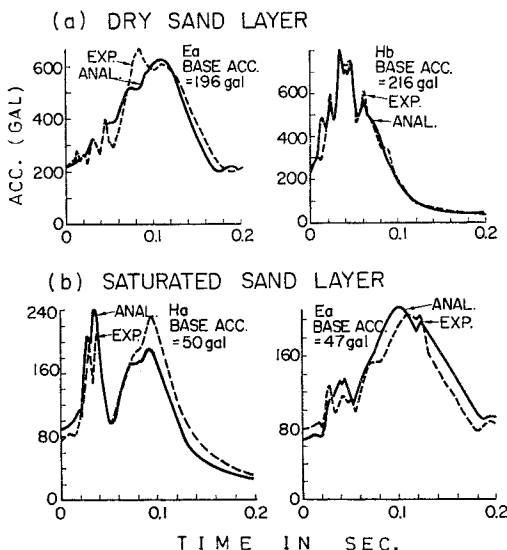


図-17 加速度応答スペクトルからみた解析と実験の一致度

しまうものと思われる。上記の相似則を考え合わせると、このような応答倍率が減少する現象は現実の軟弱地盤にも定量的にあてはまる。したがって、軟弱地盤の強震時の加速度はその近傍の硬質地盤の加速度に比べて大きいと考える必然性はない。

(5) 等価線形震動解析法によりモデル地盤の不規則波に対する加速度応答を模擬した場合、ひとつの波形の中の振幅の大きな部分に比べ振幅の小さな部分で実測値との誤差が大きくなる。これは等価線形法では振幅の大きな部分に対応した代表的物性値によりひとつの不規則波全体を解析しているのに対し、実際の地盤震動では土は不規則波に含まれる個々の振幅レベルに対応して刻々物性を変化させているためである。

(6) 等価線形法は上記の意味で近似的手法ではあるが、工学的には有用な方法である。特に地盤の強震時の最大加速度や最大ひずみの適確な推定が本法により可能であることが実験結果のシミュレーションから明らかとなった。

5. 謝 辞

本研究のうち数値解析において(株)日科技研情報センター 大阿久聡氏に計算を担当していただいた。本研究の遂行にあたり、終始(財)電力中央研究所の高橋忠所付、桜井彰雄室長、江刺靖行室長、渡辺啓行室長、それに宮崎大学工学部堤一教授から数々の御支援と助言をいただいた。末筆ながら深謝の意を表する次第である。

参 考 文 献

- 1) 金井 清：地震工学，第5章，共立出版，昭和44年4月。
- 2) 小林・鏡味：波動理論を用いた成層構造の地震応答数値解析法について，地震工学国内シンポジウム 1966。
- 3) Shima, E.: Modification of Seismic Waves in Superficial Soil Layers as Verified by Comparative Observations on and beneath the Surface, Bulletin of the Earthquake Research Institute Vol. 40, 1960.
- 4) 桜井・高橋・堤・佐藤：松代地震における地盤震動特性

- の検討，電力中央研究所技研報告 No. 69026, 1969.
- 5) Hardin, B.O. and Drnevich, V.P.: Shear Modulus and Damping in Soils I. Measurement and Parameter Effects, Technical Report, Soil Mechanics Series No. 1, University of Kentucky, 1970.
 - 6) Schnabel, P.B., Lysmer, J. and Seed, H.B.: SHAKE, EERC Report No. 72-12, University of California, December 1972.
 - 7) Idriss, I.M. and Seed, H.B.: Seismic Response of Horizontal Soil Layers, Proc. of ASCE, Vol. 94, No. SM 4, July 1968.
 - 8) 日本鋼管(株)：新潟地区埋立て地盤の液化化予測と対策，昭和50年12月。
 - 9) 国生・岩橋・桜井・江刺：強震時における軟質地盤非線形応答の模型振動実験と数値シミュレーション，電力中央研究所土木技研報告，1978年。
 - 10) Seed, H.B. and Idriss, I.M.: Soil Moduli and Damping Factors for Dynamic Response Analyses, EERC Report No. 70-10, 1970.
 - 11) 石原研而：土質動力学の基礎，第6章，鹿島出版会，1976。
 - 12) 岩崎・龍岡・高木：広範囲なひずみ領域での砂の動的せん断変形特性，建設省土木研究所資料 1080, 1976。
 - 13) 原・清田：微小・大ひずみレベルの砂の動的挙動，第11回土質工学研究発表会，昭和51年6月。
 - 14) Hardin, B.O. and Drnevich, V.P.: Shear Modulus and Damping in Soils II. Design Equations and Curves, Technical Report, Soil Mechanics Series No. 2, University of Kentucky, 1970.
 - 15) 国生・桜井：Modified Hardin-Drnevich モデルについて，第33回土木学会年次学術講演会，第III部門，1978。
 - 16) Jennings, P.C.: Periodic Response of a General Yielding Structure, Proc. of ASCE, Vol. 90, No. EM 2, 1964.
 - 17) Finn, W.D.L., Lee, K.W. and Martin, G.R.: An Effective Stress Model for Liquefaction, Proc. of ASCE, Vol. 103, No. GT 6, 1977.
 - 18) 本間・春日屋：次元解析・最小2乗法と実験式，コロナ社，1956。
 - 19) Constantopoulos, I.V., Roesset, J.M. and Christian, J.T.: A Comparison of Linear and Exact Nonlinear Analyses of Soil Amplification, 5th International Conference of SMFE Rome, pp. 1806-1815, 1973.
 - 20) 佐藤忠信：非線形挙動をする地盤の震動特性，第14回地震工学研究発表会，pp. 1-4, 1976。

(1978.7.29・受付)