

構造物基礎-地盤系のランダム応答に関する実験的研究

後藤 尚男・北浦 勝・北川 隆
太田 正一・谷村 正人

EXPERIMENTAL STUDY ON THE RANDOM RESPONSE OF THE STRUCTURAL FOUNDATION-SURFACE LAYER SYSTEM

By *Hisao GOTO, Masaru KITAURA, Takashi KITAGAWA,*
Syoichi OTA and Masato TANIMURA

Synopsis

This study deals with experiments on the response of a rigid structural foundation surrounded by surface layers subjected to earthquakes. Vibrating model with a hinge at bottom can rotate only about the hinge. Model without a binding force by a hinge can rotate and translate. It is shown that the behavior of the latter in vibration is more affected by that of the surface layer than the former is, within the limits of this experiment. The dynamic characteristics of the pore water pressure and the vibrational earth pressure acting on the model become clear.

1. ま え が き

土木構造物の耐震設計に当っては、上部構造の耐震安全性はもとより下部構造である構造物基礎のそれにも十分な考慮が払われねばならない。特に最近の構造物基礎は軟弱な地盤に取り囲まれる場合も多く、地震国であるわが国においてはその耐震性は従来にも増して重要なものとなりつつある。これまでの震度法や修正震度法による設計法が必ずしも実状にそぐわない場合のあることが指摘されてからは、構造物基礎に関しても動的耐震設計法の確立を目指して多くの研究者の努力が続けられている。

著者らもこれまでに構造物基礎模型を砂地盤に根入れさせて大型のランダム振動台上に設置し、それらに正弦波ならびに実地震波を始めとするランダム波を作用させることにより、構造物基礎-地盤系の動的挙動を実験的に追求してきた¹⁻³⁾。従来のこの種の研究は静的載荷実験もしくは地震波を最も単純化した波形とみなしうる正弦波加振実験に重点が置かれていたが、やはり地震波の不規則性にも注目するべきではないかと考えられる。著者らはランダム波に対する応答を対象とするために、模型にはその底部にヒンジを取り付け、回転運動のみが可能な1自由度系を主として取り扱ってきた。

本報告は先に得られた成果を踏まえて、(1) 模型底部のヒンジを取り除き、回転と並進の両運動をする2自由度系における応答を知る、(2) 模型に作用する振動土圧と間隙水圧の分布や両者の振動特性を明らかにする、などの項目に重点を置いて新たに行なった実験結果をとりまとめたものである。

2. 実験装置および実験方法

実験見取図の概略と模型の諸元は **Fig. 1** および **Table 1** に示すとおりである。実験装置および実験方法ともに、著者らがこれまでに実施してきた実験とほとんど同じであるので、詳しくは昨年度の本年報¹⁾にゆずり、本文ではその概略および昨年度の実験と変わっている点を主として述べるものとする。用いた模型は正方形断

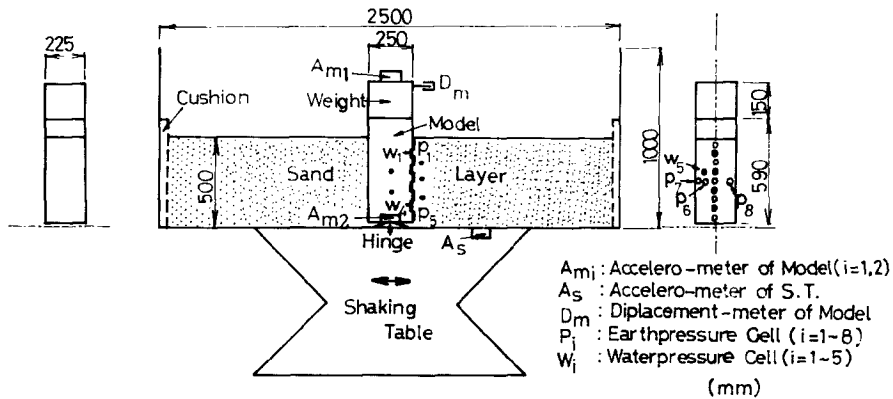


Fig. 1 General View of Experiments.

面 (250 mm×225 mm) を有する高さ 600 mm の鋼製の剛体で、その底部にヒンジを有し回転運動のみが可能な 1 自由度系と、ヒンジによる拘束を取り除き、並進と回転を含むロッキング振動の可能な 2 自由度系の 2 ケースについて取り扱った。前者は硬い基盤層上にその底面を有し表土層中に根入された構造物基礎をほぼ抽象化したものと考えられる。後者は前者の運動をさらに実現象に即して把え、モデル化したものと言えよう。この模型に作用する深さ方向および根入れ中央部における水平断面内の振動土圧を測定するために土圧計 P_i ($i=1-8$, 共和電業製, ストレインゲージ式土圧計, BE-2KC, 最大 $\pm 2 \text{ kg/cm}^2$, 受圧面直径 27 mm) を接着した。また砂地盤が水で飽和されている場合には、水圧計 W_i ($i=1-5$, 豊田工機製, 半導体小型圧力変換器, PMS-5M 型, 最大 0.5 kg/cm^2) を取り付け、振動時の間隙水圧の深さ方向および水平断面における分布を計測した。模型頂部には上載荷重として重錘を剛結し、その上に応答の絶対加速度を測定するための加速度計 A_{m1} (新興通信工業製, ストレインゲージ非接着型, UA-5G, 最大 $\pm 5G$), 応答の相対変位を測定するための変位計 D_m (日本測器製, 可動コア型振動計, 508-A, 最大 $\pm 5 \text{ mm}$), またヒンジを取りはずした場合には模型底面の動きを知るための加速度計 A_{m2} も設置した。また模型に取り付けたものと同一の加速度計 A_s を振動台にも取り付け、入力加速度を測定した。地盤層の材料には、

Table 1 Dimension of Model

Dimension	Model	Square
Area of Section (mm×mm)		250×225
Height (mm)		600
Weight on the Model (kg)		65.4
Total Weight (kg)		122.6
Height of Center of Gravity (mm)		505
Moment of Inertia about a Hinge ($\text{kg}\cdot\text{cm}\cdot\text{sec}^2$)		388
Moment of Inertia about Center of Gravity ($\text{kg}\cdot\text{cm}\cdot\text{sec}^2$)		69

2 mm フルイを通過した滋賀県野洲川産の川砂を自然乾燥および湿潤の両状態にして用いた (Table 2 参照)。このような状態の基礎模型を動電型大型ランダム振動台 (京都大学防災研究所設置, 明石製作所製, ASE-91T 型, 最大上載荷重 5 ton, 最大変位 $\pm 50 \text{ mm}$, 最大加振力 4 ton G) 上に設置して加振した。

Table 2 State of Sand Layers

Character	Sand	
	Dry	Wet
Bulk Density (g/cm^3)	1.52	1.89
Water Content (%)	0.35	25.78
Degree of Saturation (%)	1.29	93.07
Porosity	0.70	0.71

入力として用いた波形は(1) 定常正弦波 (S1 と略記する), (2) 加振振動数は一定であるが加

速度振幅の漸変する振幅漸变的正弦波 (S2), (3)逆に加速度振幅は一定であるが加振振動数がある振動数領域内で漸変する定振幅正弦波 (いわゆる Sweep Test, S3), (4)スペクトル特性を持つノイズ, (5)実地震波, (6)静的交番載荷, である。(4), (5)のランダム波は加振振動数や加振振幅が時間とともに変化する波形であるが, (2)および(3)は定常正弦波とランダム波の中間的な特性を有する波形と考えられるもので, 加振振幅か加振振動数のいずれか一方のみが時間的に変化するものである。

3. 静的載荷実験の結果

従来実際の構造物基礎の復元力特性といえば, 静的交番載荷実験より求められていることが多かった。著者らの実験によれば静的実験結果は地震が作用したときの動的挙動とは一般に一致しないが, 非常に低い振動数をもつ正弦波加振実験結果とは似ているとみなせる場合も多い⁴⁾。本研究においても動的実験の特別な場合として静的実験を把え, 動的結果を考えていくための基礎的資料を得るために静的載荷実験を実施した。

静的交番載荷実験による結果を, 縦軸に水平復元モーメント (単位: kg·cm), 横軸に模型回転角 (単位: rad) をとって履歴曲線の形で表わしたものが Fig. 2 である。図のうち (a) は乾燥砂地盤で模型底部にヒンジのついた回転のみの1自由度系 (DH), (b) は同地盤で底部のヒンジを取り除き回転と並進の両運動をしようる2自由度系 (DU), (c) は飽和砂地盤でヒンジのある場合 (WH), (d) は同地盤でヒンジのない場合 (WU) の状態をそれぞれ表わしている。また各図の履歴曲線の最大点につけられた数字は水平交番載荷の順序を表わしている。

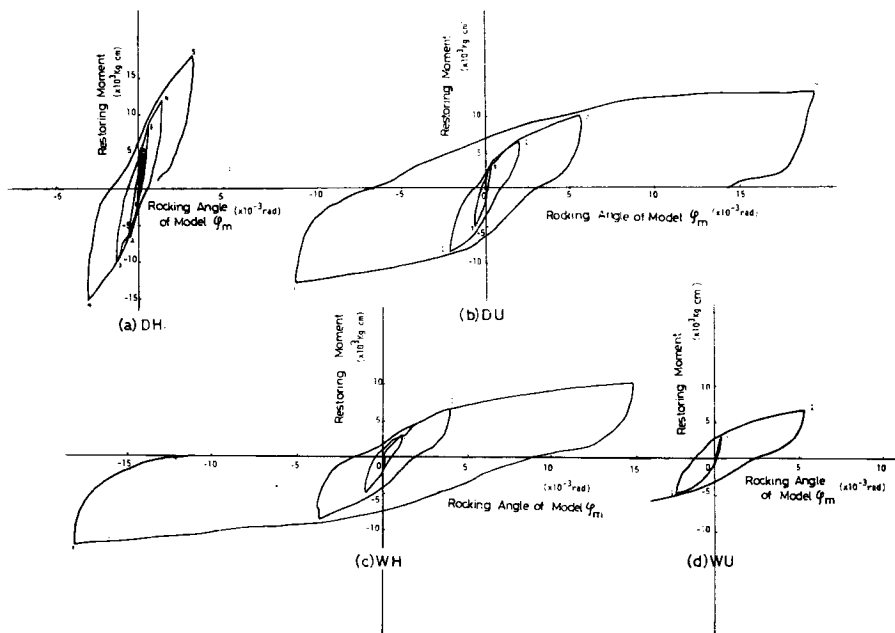


Fig. 2 Relation between Restoring Moment and Rocking Angle of Model φ_m , Loaded Statically.

ところで DU, WU の場合には回転と並進の両運動をする2自由度系となりうるので, この運動を表わすには一般に2個の変数が必要である。DU, WU について静的交番載荷時の振動モード図を求めたところ, 復元モーメントが小さい範囲では模型近傍の地盤の乱れが反映されやすいこと, 並進成分が存在すること, などから回転中心は一定していないが, 大きな復元モーメントが作用する範囲においては回転中心の位置は模型底

面より数 cm 下にあり (模型高さの約1/10), その変動はあまり大きくないことがわかった。そこで簡単のために Fig. 2 にはその位置を回転中心とした場合の模型回転角と復元モーメントが図示されている。

図中の各履歴曲線の最大点を連ねると、ほぼ一つの軟化ばね型のなめらかな曲線 (この曲線を最大点曲線と呼ぶ⁴⁾) を描いている。また各ループの形は4 ケース間で微妙にその形状が異なるが、各ケース内の各ループはほぼ相似形をしているとみなしうる。したがって各ケースごとに各ループの最大復元モーメントと最大模型回転角で各ループを無次元化すると各ケース固有の履歴ループを得ることができる (このループを固有履歴ループ⁴⁾ と呼ぶ)。よって本実験で得られる静的復元力曲線もよく用いられている手法⁴⁾, すなわち最大点曲線と固有履歴ループの積で模式化することができると考えられる。これらのことは従来回転のみの1自由度系に定義されていた最大点曲線や固有履歴ループの概念が、並進と回転を含むロッキング運動をする系にもあてはまることを意味する。

最大点曲線は各場合とも原点付近では直線状であるが、模型回転角が増大するにつれて次第に曲率が大きくなり軟化ばね型の非線形性を示している。各場合の平均的な回転ばね剛性 k_r を検討するために、各場合ともに最大点曲線が比較的直線とみなしうる模型回転角 $\varphi_m = 0.53 \times 10^{-3}$ rad の点と原点とを結び、この直線の勾配を φ_m が 0 rad から 0.53×10^{-3} rad までの平均回転ばね剛性としてその値を求めると、 $k_{rDH} = 16.6$, $k_{rDU} = 8.0$, $k_{rWH} = 4.2$, $k_{rWU} = 6.9$ (単位はいずれも $\times 10^6$ kg·cm·rad⁻¹) を得る。ただし順にそれぞれ DH, DU, WH, WU の場合の値を表わす。この値は割線ばね剛性を表わすから模型回転角の関数となるが、ほぼ各場合の地盤のばね剛性の相対的な大小関係を表わしているものとみなしうる。 k_{rDH} が非常に大きく k_{rDU} の約2倍となっているが、この理由としてはヒンジのある場合にはない場合に比べて運動が拘束されることになりヒンジ部自身が動きを妨げるように抵抗すること、またヒンジのない場合には地盤剛性の深さ方向の分布形状や模型の重心位置などによって何らかの法則 (たとえば Hamilton の原理など) にのっとって並進と回転の運動の比率が定まり、動きやすいように動くと考えられるが、ヒンジのある場合には回転のみの運動に規制されること、などが考えられる。飽和砂地盤の k_r は乾燥砂地盤のそれと比べると小さくなっており、砂が水を含んだために摩擦角が減少し、せん断抵抗が低下したこと、模型側面の摩擦抵抗が小さくなったこと、クリープの影響、などが反映しているものと考えられる。 k_{rWH} と k_{rWU} の差はあまりないが、これは飽和砂地盤では砂同士のかみ合わせ摩擦抵抗が低下しているため、砂粒子の移動が乾燥砂に比べて容易となること、その結果地盤の剛性の分布に急激な変化がなくなり必然的にヒンジによる模型への拘束の影響が低下することが原因ではないかと思われる。

なおいずれの場合にも模型回転角の増大 (載荷荷重の増大) とともに模型が静止するまでに要する時間は長くなった。これは地盤のもつ塑性的性質によるものと考えられるが、この傾向は DH, DU, WH, WU の順に大きくなっており、乾燥地盤より飽和湿潤地盤が、ヒンジを有している場合よりもヒンジによる拘束のない場合の方がいわゆるクリープ現象が起こりやすいことがわかる。なお一度傾きだすと重力による転倒モーメントが大きくなるので、模型がさらに傾くということも考えられる。これらのことは載荷終了後の残留変位の大きさにも反映されている。

固有履歴ループの形状に注目すると、DH の場合 φ_m が約 1.4×10^{-3} rad より小さい間は摩擦型、 φ_m が大きくなるとやや紡錘状に近くなるとともに履歴ループの逆転点 (各ループの最大点) に到達する直前の勾配も減少している。DU の各履歴曲線の形状は φ_m が約 2.0×10^{-3} rad まではほぼ摩擦型を示しており、第3, 4 サイクル目になると急激に塑性的性質が顕著になる。これには前述したようにヒンジ部のないことによる並進に対する抵抗の低下や、重力の影響が関連しているものと考えられる。WH の場合は φ_m が約 0.2×10^{-3} rad 以下では摩擦型であるが、この値を越すと塑性型を示す。また最大点曲線は DH, DU に比べて φ_m の小さい時から軟化ばね型となり、 φ_m が 10×10^{-3} rad を越えると降伏状態に近い様相を示しており、残留変位も DH よりもかなり大きく DU に近い傾向がある。このことから砂は飽和湿潤状態になるとその剛性が非常に低下することがわかる。WU になるとこの傾向は著しく増え、3 サイクル目の途中で変位計の測定

能力をはるかにオーバーし、基礎—地盤系の復元力は完全に降伏状態にあるとみなせる。なお第1サイクル目では他の場合に比べてばね剛性がかなり大となっているが、振動モード図によるとこのとき模型の並進運動が見られることから、これは並進運動によって一時的に砂が密に詰まったことが影響しているものと考えられる。このことは1自由度系としたのでは十分に説明できない現象と言えよう。

以上に見たことから本実験のように底面反力があまり大きくない場合には、模型底部のヒンジをはずし拘束力を取り除くと模型は非常に変位しやすい状態となること、すなわち外力に対する抵抗が低下し外力に非常に左右されやすいことが明らかとなった。なおランダム波加力実験による非定常な履歴復元力曲線において見られる履歴ループの挙動⁹⁾、たとえばある荷重レベルの履歴ループからより大きいレベルのループへは最大点曲線を介して滑らかに乗り移っていくこと、履歴ループを描いている途中で荷重方向が逆転する場合にはその直前で逆転した点を目指す傾向のあることなどが本静的実験の1自由度系のみならず2自由度系においても見られた。

4. 正弦波加振実験の結果

正弦波加振実験における入力には前述のように定常正弦波、振幅漸变的正弦波（加振振動数一定）、定振幅正弦波（加振振動数徐変化）の3種を採用した。従来正弦波加振の実験と言えば共振曲線を求めることに重点がおかれ、そのためにたとえば入力加速度振幅が一定であるような定常正弦波加振を加振振動数を数多くとって実施するということが多かった。ランダム入力についての考察を進めていく上でも、定常正弦波加振実験（以後定常実験と呼ぶ。）より得られる共振振動数や減衰定数などの情報が非常に重要であることには変わりない。ところでランダム波は時間とともにその振動数特性や振幅特性が変化しているの、ランダム波により加振されている地盤は定常正弦波による場合とはやや異なり、入力と地盤の応答との位相差や土粒子の変位量が時間的に変化することになり、地盤は定常正弦波加振の場合よりも乱され、ゆるくなることが予想される。このような地盤状態の変化は当然のことながら構造物の応答に大きな影響を及ぼす。したがってランダム波加振実験結果を定常正弦波による結果と比較するためにも、またランダム波の振幅特性と振動数特性の時間的変化のうちのいずれか一方を一定値に固定することにより、他方のみ時間的変化と応答の関係を把えていくためにも、振幅漸变的正弦波や定振幅正弦波による加振実験は非常に重要な意味を持つものと考えられる。

(a) 基礎模型—地盤系の振動数特性

Fig. 3 は定振幅正弦波加振実験より得られたもので、模型の応答加速度 (A_{mi}) を縦軸に、加振振動数を横軸にとった振動数応答曲線いわゆる共振曲線である。ただし本実験においては振動台の最大上載荷重（約 5 ton）に近い荷重が作用しているので振動台の制御が十分にはできず、加振振動数によって入力加速度振幅 A_s が若干変動している。同図では基礎—地盤系の復元力の非線形性を考慮せず、簡単のために比例配分にて入力加速度一定曲線を求めた。ヒンジのある場合 (DH, WH) にはピークが最大となる共振点は 15 Hz の前後に生じていること、100 gal の入力レベルに対する共振振動数は WH の方が小さいこと、したがって地盤が水を含んだことにより軟らかくなっていること、などがわかる。実験の都合で DH は入力加速度 100 gal の曲線しか得られなかったが、WH より明らかのように入力レベルの増大とともに共振振動数が低下しており、軟化ばね型の復元力による特徴が現われている。以上のことはすでに実施したこれまでの実験においても得られた結果である⁹⁾。なお WH には 23 Hz 付近の加振振動数にもピークが見られるが、DH ではほとんど見られない。この約 23 Hz の振動数は昨年度の実験（地盤の状態などがすべて本実験に近い）により砂層地盤自身の共振振動数であることが確かめられている⁹⁾。したがって DH においてもこのピークは存在するはずであるが、乾燥砂の場合は湿潤砂に比べると減衰力が小さいと考えられるので、模型—地盤系の固有振動数付近におけるピークの「すそ」の広がりが大きく、地盤におけるピークをおおっているのではないかと推測される。このことは DH において加振振動数が系の固有振動数より大きくなっても共振曲線が急速に低下するというのではなく、地盤自身の共振点をおおようになだらかに低下しているということからも想像される。WH の曲線

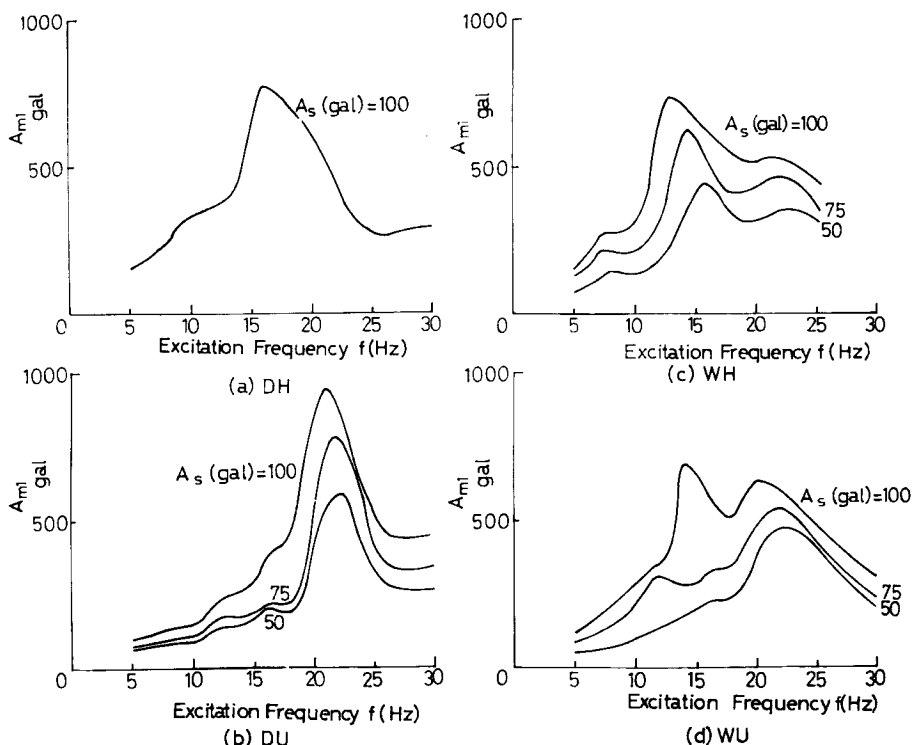


Fig. 3 Relation between Response Acceleration A_{m1} and Excitation Frequency f , S1.

よりの 23 Hz 付近のピークも入力レベルの増加とともに、系の共振振動数と同じく低振動数域へと移動していることがわかる。

ヒンジのない場合 (DU, WU) には地盤の共振が卓越している。このことはヒンジという拘束力を取りはずしたので、模型—地盤系として一体となっていた振動系としての機能が低下し、模型が地盤の運動に大きく左右されることになったのではないかと考えられる。またこのことは静的载荷実験の結果からも予想されることである。なお実際の構造物基礎の場合にはその底面は表土層よりはるかに硬い岩盤に到達している場合が多いものと考えられるので、ヒンジによる拘束力とはやや異なるが、地盤底面による反力も小さくない。本実験において底面反力による復元力が小さいということが、模型—地盤系が一体となった振動系として機能することをやや弱めているのではないかと推定される。なおこの状態の模型は 2 自由度系とみなしうが、地盤によるピークと約 15 Hz の小さいピーク (振動モード図より、このピークは 1 次の固有振動数に対応すると考えられる。) を除くと、他の加振振動数では 2 次の固有振動数に対応する目立ったピークが見られない。これについては 2 次の固有振動数に相当するピークが地盤のみのそれと一致しているとか、模型は地盤の動きに左右されやすいので 2 次のモードが現われにくい、などの理由も考えられるが現在の時点では十分明らかでない。

WU における $A_s=100$ gal の曲線には他の入力レベルとは異なり 15 Hz 付近に大きなピークが見られる。この場合には入力が大きいために応答も大きくなり、その結果模型底面縁端部が砂槽底面に非常に近づくことになる。したがって模型が砂槽底面よりあたかもヒンジのある場合のような拘束力を受けているのではないかと想像される。

(b) 2 自由度系の運動性状

前述したように基礎模型底面のヒンジをとりはずして模型底部の並進を許すと、本実験の場合 1 方向に加振

しているので模型は回転と並進の卓越する2自由度系となりうる*。実際の構造物基礎も2自由度もしくはそれ以上の自由度を有しているの、構造物の耐震安全性をさらに高めていくために1自由度系としての取り扱いのみならず2自由度系として把え検討していくことが必要であろう。このことは前述した静的載荷実験における結果や、実地盤中に根入れされたモデルケーソンを起振機で加振させることにより、ケーソンを1自由度と仮定すると必ずしもすべての現象を十分に説明することはできないという実験結果⁷⁾からも指摘されよう。なお(a)で述べたように本実験の場合は、底面反力の全地盤よりなる復元力に対する比が実構造物における比よりも小さいと考えられるので、本モデルが2自由度系としての実構造物を十分反映した一般的なモデルとは言い切れないことをまず断わっておく。したがって本文は、基礎—地盤系を2自由度として取り扱っていくための基礎的なデータを集積することに重点を置いている。

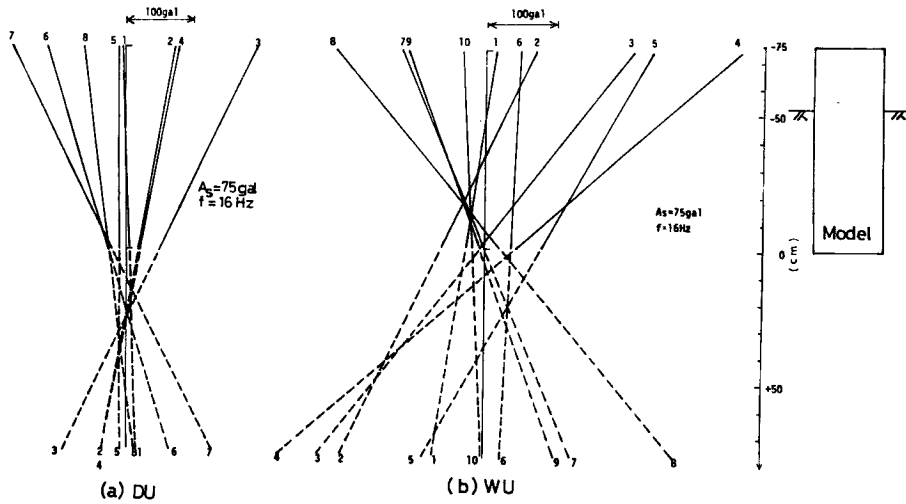


Fig. 4 Configurations of a Steady-state Vibration, S1.

Fig. 4 は定常正弦波加振時の振動モードの1周期間の時間的変動を示すものである。図は模型頂部の加速度 A_{m1} と同底部の加速度 A_{m2} のそれぞれから同一時刻の振動台の加速度 A_s を減じたもの、すなわち2点の相対加速度を求め、模型が剛体に近いことを考慮してその2点を直線で結んだものである。なお A_{m1} , A_{m2} ともに基礎—地盤系の復元力の非線形性を反映してともに正弦波形より若干ひずんでいるが、簡単のために両者とも正弦波形であるとみなすと、相対変位は相対加速度を円振動数の2乗で除した値に負号をつければ得られるので、結局同図は近似的に模型の相対変位による振動モード図を表わしているとも考えられる**。同図(a)はDUの入力加速度 A_s が100 gal、加振振動数 f が16 Hz、同図(b)はWUの同状態における1周期についての変動であり、図中に付されている数字は時間の推移を表わしている。 $f=16$ Hz はあまり明瞭ではないが Fig. 3 の共振曲線より1次の固有振動数に近い値である。これらの図においてロッキング中心は1周期の間に時間とともに変動しており、模型が回転と並進を含む2自由度の連成振動をしているといえよう。DUの場合にはWUに比べるとロッキング中心の変動が少なく、模型底面より若干下のほぼ一定個所に集中し

* 偏心荷重などが作用すれば運動の自由度はさらに増加する。

** 実験においては模型の変位量を測定するために、模型頂部とさらに上方の計2点に変位計をとりつけたが、2点間の距離が短いこともあって、両変位量の差を正確に求めることはできなかった。また2点間の距離を長くすると、そのために補助的にとりつけた梁もしくは鋼棒が部分共振する。これらのことから本文にあるように加速度の値を用いて振動モードを求めた。

ているので1次モードが卓越しているものとみなせる。WU についてはロッキング中心の動きがかなり激しく、模型が複雑な動きをしていることが想像される。このことは模型近傍の土が乱されていることとも関連があるろうが、DU に比べて WU の方が模型が複雑に動く理由は明らかでない。なお 16 Hz においては WU では DU よりもロッキング中心が上にあり、若干2次モードの影響が現われている。なおまたいずれの図においても模型回転角が0に近づいても並進成分が若干見られるので、回転と並進の両運動間には位相差があることと思われる。したがって両運動に対する減衰特性も異なっているものと考えられる。

(c) 振動土圧の深さ方向の分布

ここにいう振動土圧とは、振動による静止土圧からの変動分のことであり、飽和湿潤砂においては間隙動水圧を含んだ値となっている。振幅漸变的正弦波加振時に模型中心部付近に作用する振動土圧の深さ方向の分布を模型回転角 ϕ_m をパラメータとして図示したものが Fig. 5 である。なお DU, WU の場合には、ロッキング中心が時間とともにかなり変化することもあるので、運動の状態を正確に記述することの困難な場合が多い。そこで本実験の範囲では DU, WU におけるロッキング中心の位置が DH, WH におけるヒンジの位置からあまり離れていないこと、応答の概略を知ることによって重点を置くこと、などの理由で模型頂部の変位 D_m を、ヒンジのある場合のヒンジと変位計間の距離で除した値をもって模型の運動を表わすことにした。これらの図より振動土圧の深さ方向の分布は、DH と WH では P_2 の高さに、DU と WU では P_3 の高さに最

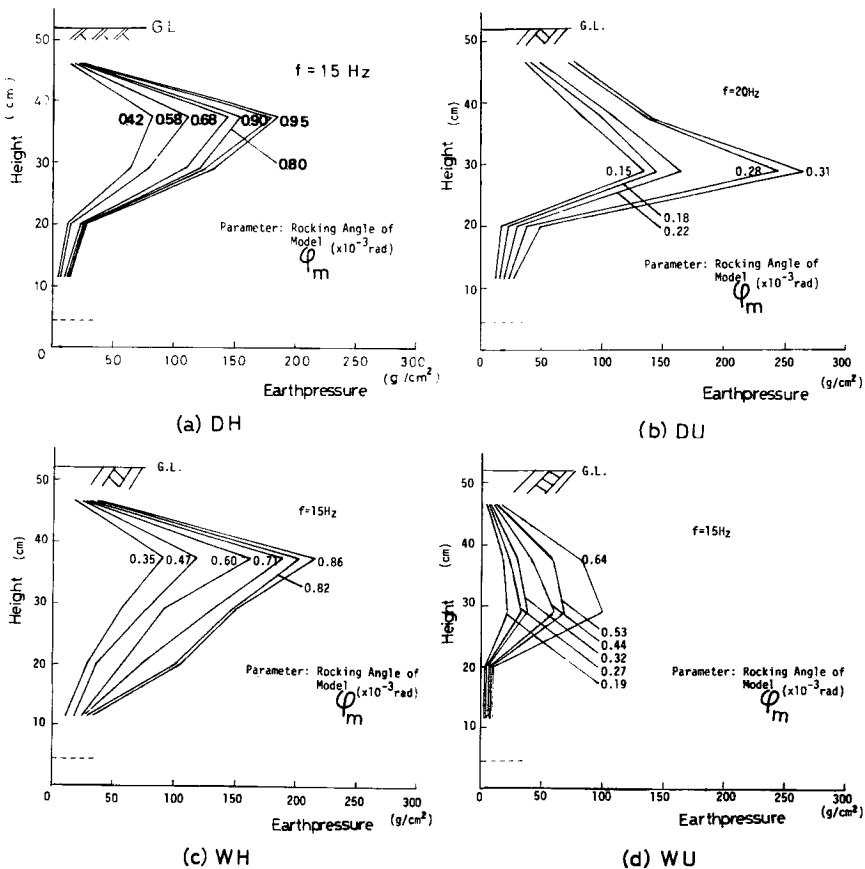


Fig. 5 Vertical Distributions of Earthpressure, S1.

大点をもつ三角形ないし放物線状をしていることがわかる。DH と WH の場合にはすでに報告されている結果⁹⁾と傾向的には同じである。土圧はその深さにおける模型の変位量と砂地盤の剛性を掛け合わせたものによってほぼ決まると考えられるが、模型が剛体であるので変位量が深さ方向に直線的に減少することを考慮すると、よく言われているように砂地盤の剛性は深さ方向にほぼ比例的に増大する分布を示すと推測される。ヒンジのない場合（同図 (b), (d)）のピークの位置が、ある場合（同図 (a), (c)）に比べてより深くにある理由としては、図の範囲の加振振動数においてはヒンジのない場合のロッキング中心がヒンジの位置より下にあるからであろうと考えられる。各図における最大回転角は入力振幅が 100 gal に達したときの値であるが、DH, WH における値が DU, WU における値よりもそれぞれ大きい。このことは、DU, WU においては、地表面よりも地盤剛性の大きいヒンジ付近の変位が許されているので、模型の並進により生ずるこの部分の土の抵抗が模型回転角の増大を妨げているものと考えられる。なお図の DU, WU における P_4, P_5 などの値がこの議論から予想されるほどには大きく出していないが、DU, WU の場合模型の回転と並進の両運動間に位相差のあること、したがって P_1 など模型上部に作用する土圧と模型下部に作用する P_5 などの土圧との間にはそれぞれの値が最大値となる時刻に差があること、図は地表面の変位が最大となる時刻の分布を表わしていること、などによってこの事実は説明できよう。

なお静的載荷実験時においては、DU, WU の場合に変位が大きく出ており、前述の傾向とは逆になっている。このことは以下のように考えられる。静的載荷実験においては力の作用点がヒンジ取付部よりかなり上にあるので、振動台による加振とは、力のかかり方が少し異なる。すなわち、模型が傾くと模型にはヒンジまわりのモーメントの他に、模型を地盤から引き抜こうとするような力が加わる。ヒンジのある場合の模型はこの力にかなり抵抗する構造になっているが、ヒンジのない場合にはこの抵抗が期待できない。静的載荷実験と振動台による加振とのこのような外力に対する運動状態の相違、および地盤の抵抗の仕方の相違が応答に反映され、逆の傾向となって現われているものと解される。

一方正弦波実験における DH と DU の振動土圧を比較すると、模型回転角は DH の方が大きい土圧は全体的に DU の方が大きい値を示している。このことは後述するように振動土圧の水平断面における分布が DH では剛板分布であり、DU では模型中心部付近に高いピークを持つ W 形状となっていることも関連していよう。

乾燥地盤と湿潤地盤における地盤の剛性については、図からも乾燥地盤の方が大きいことが窺えるが、さらに厳密には後述するように振動土圧の深さおよび水平断面における分布を考慮した、ヒンジまわりの振動土圧モーメントとして評価することが必要である。

(d) 振動土圧の水平断面における分布

Fig. 6 には正弦波加振時に、基礎模型根入れ長の中央付近 (P_3 と同じ深さ) に作用する振動土圧の水平断面における分布形状を示した。同図の分布形状は模型中心の片側について示されている。振動土圧の深さ方向の分布は地盤の状態や模型底面のヒンジの有無によらずほぼ一定した形状を持っていたが、水平分布では地盤やヒンジの状態により分布形状に特徴が現われてくる。同図 (a) は DH の入力加速度 $A_s=200$ gal の定常正弦波実験での分布を加振振動数 f をパラメータとして表わしたものである。 f により模型の回転角 φ_m が変化するが、 φ_m に応じて土圧の大きさも変化している。分布形状は常に模型中心部より縁部で大きな値をとるいわゆる剛板分布を呈している。同図 (b) は振幅漸変の実験で $f=15$ Hz に対する分布を φ_m をパラメータとして表わしたもので、 φ_m の増大に伴って縁部の土圧に著しい増加が見られ、やはり剛板分布となっている。

同図 (c) は DU の $A_s=100$ gal なる定常正弦波実験での分布を f をパラメータとして図示したものであり、同図 (d) は同じく DU の振幅漸変実験における $f=20$ Hz の分布を φ_m をパラメータとして図示したものである。いずれも模型中心部の振動土圧が特に大きく、縁部でもやや大きい W 字形を呈している。DH と DU のほぼ同一の φ_m に対応する振動土圧は縁部、および縁部と中心部の中間部では大差ないが、中心部で

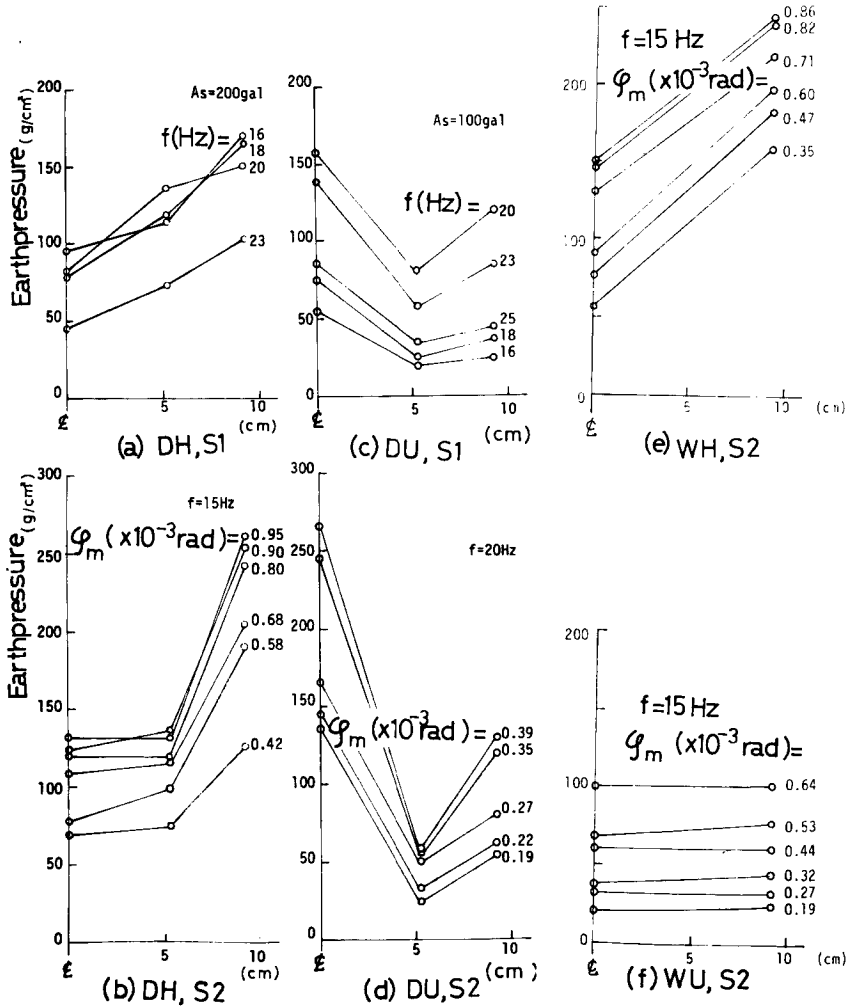
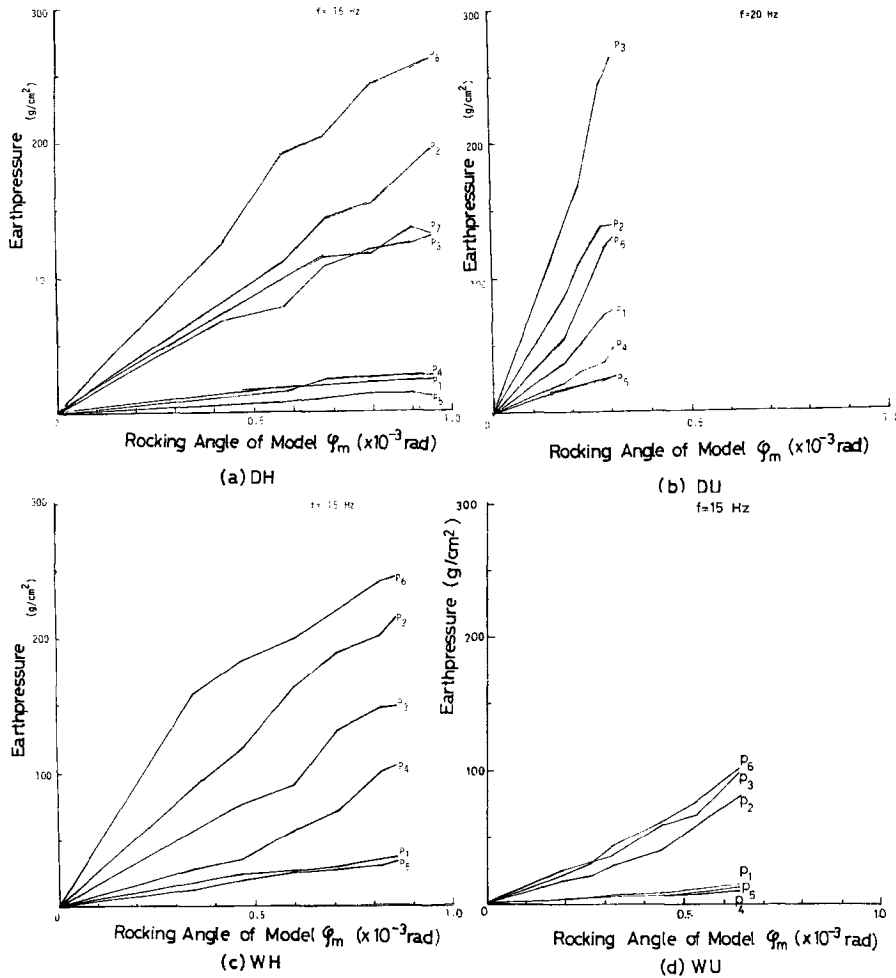


Fig. 6 Horizontal Distributions of Earthpressure.

は DU がはるかに大きい値を示しており、このことが振動土圧の深さ方向の分布にも影響を及ぼしていることはすでに述べた。このように乾燥砂の場合ヒンジのある場合に比べてない場合の中心部での土圧が大きくなることは模型の自由度と関係がありそうである。すなわちヒンジのない場合はある場合に比べて模型の動きにある程度自由があり、模型縁部付近で砂の側方移動の生じやすいことが地盤の剛度、ひいては土圧分布に影響を及ぼしているのであろう。

同図 (e), (f) はそれぞれ WH, WU における振幅漸变的正弦波加振時の土圧分布であるが、実験の都合上模型中心部と縁部の 2 点しか測定できなかったので、分布の概略しか把握できない。傾向的には乾燥砂の場合と同様のことが指摘できそうである。

以上のことは、模型の自由度（ヒンジの有無）による影響は、振動土圧の深さ方向の分布よりも水平断面における分布によく現われると結論できよう。

Fig. 7 Relation between Earthpressure and Rocking Angle of Model ϕ_m , S2.

(e) 振動土圧の非線形性

模型回転角 ϕ_m の増加に伴う振動土圧の変動の様相を振幅漸变的加振について示したものが Fig. 7 である。各図とも ϕ_m の増加とともに若干の非線形性が見られるもののほぼ比例的に土圧が増大していることを示している。DH と WH では模型縁部の土圧 P_6 の値が、DU では P_3 、WU では P_6 や P_3 の値が最も大きい、これらの ϕ_m に対する変化を細かく見ると ϕ_m の増大とともにやや硬化ばね型の非線形性を示し、さらに ϕ_m が増すと軟化ばね型の傾向を呈している。ただし WU の場合は ϕ_m があまり大きな値まで達していないので軟化ばね型の特性を示すまでには至っていない。 ϕ_m が少し大きくなると模型に圧縮される側の土がより密につまることになるので、土圧曲線は一時硬化ばねを呈するが、さらに ϕ_m が大きくなると土の塑性的性質や、新たなすべり面となりうる要素などの発生により、土圧曲線は軟化ばね型を示すのであろうと考えられる。なお値の小さい土圧については図の ϕ_m の範囲では以上の変化はほとんど見られず直線状であるが、さらに大きな ϕ_m においてこれらの変化が起こるのであろうと予想される。

Fig. 8 には振動土圧と ϕ_m の関係を f をパラメータとして図示した。DH と WH については P_2 を、

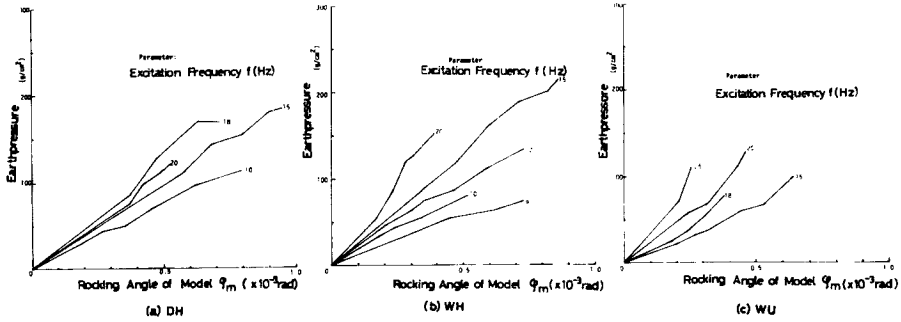


Fig. 8 Relation between Earthpressure P_2 or P_3 and Rocking Angle of Model φ_m , S2.

WU については P_3 を代表として掲げたが、図に示した f の範囲では f の増加とともに同一模型回転角に対する土圧はほとんどの場合大きくなっている。この理由としては f の増加とともに砂槽の壁によって反射されるエネルギーが大きくなること、载荷速度が増すこと、基礎体と地盤の位相差、などが考えられるが、はっきりとした理由は明らかでない。なお f や φ_m がさらに増加し砂に作用する加速度が増すと、砂粒子同士のかみ合わせによる摩擦抵抗が減少するので、土圧は逆に低下することが予想される。このことについては著者らが別に実施した模型頂部に加振機で強制変位を与える実験において、すでに確認している⁶⁾。

(f) 水平復元力

基礎模型に作用する振動土圧によるヒンジまわりのモーメント M_E を Fig. 9 に示した。同図は定振幅正弦波加振時のものであり、前述した振動土圧の深さ方向の分布および水平断面における分布を考慮して求めたものである。すなわち Fig. 7, 8 において見た各振動土圧と φ_m との関係を全振動土圧の観点から捉え直し

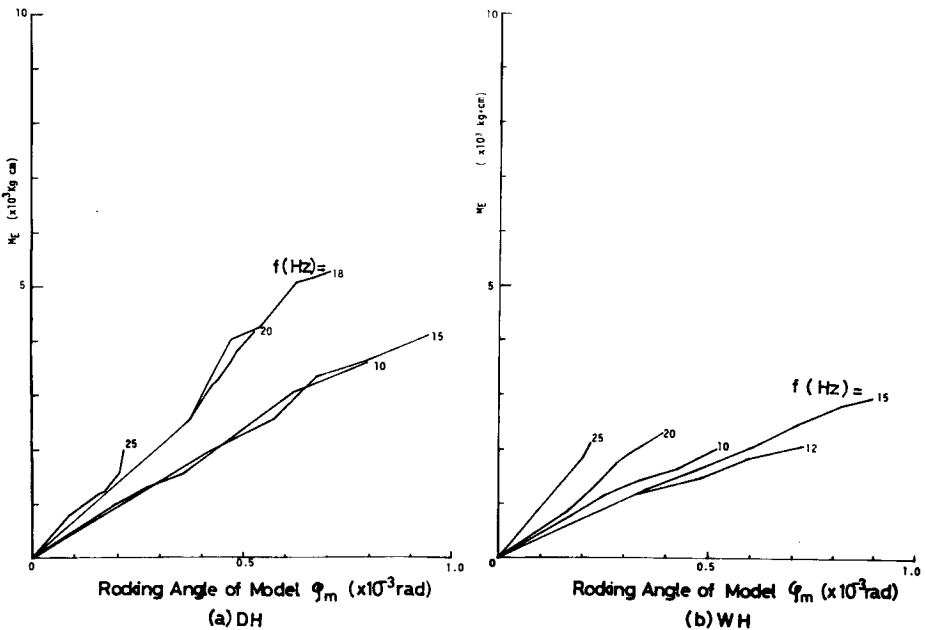


Fig. 9 Relation between Moment due to Earthpressure M_E and Rocking Angle of Model φ_m , S2.

たものである。このとき振動土圧の深さ方向の分布形状は水平方向に、水平断面内の分布は深さ方向にそれぞれ相似であると仮定した。 φ_m に対する傾向は当然のことながら振動土圧と φ_m の関係とよく似ており、 φ_m の増加とともにやや硬化ばね型の特性を示す場合もあるが、さらに大きい φ_m に対しては軟化ばね型となる。大局的に見ると f の増加とともに M_E は増加しており、DH と WH では同一振動数、同一模型回転角における M_E の値は、地盤の剛性の差が反映して DH の方が大きい。

ところで本文で対象としている回転のみのロッキング振動をする基礎模型に、外力が作用した場合の運動方程式はヒンジまわりのモーメントの釣合から次式のように表わされる。

$$J_0 \ddot{\varphi} + M(\varphi, \dot{\varphi}) = -mh_G \ddot{z} \dots \dots \dots (1)$$

ここに J_0 : 基礎模型のヒンジまわりの慣性モーメント、 φ : 基礎模型のヒンジまわりの回転角、 $M(\varphi, \dot{\varphi})$: 基礎模型—地盤系のヒンジまわりの復元モーメント、 m : 基礎模型と上乗荷重の質量の和、 h_G : ヒンジから基礎模型重心までの距離、 \ddot{z} : 入力加速度。したがって復元モーメント $M(\varphi, \dot{\varphi})$ は上式から次のように表わされる。

$$M(\varphi, \dot{\varphi}) = -J_0 \left(\ddot{\varphi} + \frac{mh_G}{J_0} \ddot{z} \right) = -\frac{J_0}{h_0} A_{m1} \left\{ 1 - \left(1 - \frac{mh_G h_0}{J_0} \right) \frac{A_s}{A_{m1}} \right\} \dots \dots \dots (2)$$

ここに h_0 : ヒンジから模型頂部までの距離、 A_{m1} : 模型頂部における絶対応答加速度 ($=h_0 \ddot{\varphi} + \ddot{z}$)、 A_s : 入力加速度。なお式(2)の中括弧内の値は本実験の範囲ではかなり 1 に近い。式(2)を用いれば復元モーメント $M(\varphi, \dot{\varphi})$ を実験より得られる両加速度 A_{m1} と A_s より求めることができる。この復元モーメントを改めて M_I と表記する。式(2)を用いて得られる M_I を f をパラメータとして図示したものが Fig. 10 である。 φ_m, f , 地盤の含水比の変化に対する M_I の変化は M_E のそれと傾向的にはよく似ている。

M_I の中で M_E の占める割合は大きいであろうが、その他に模型に働く抵抗力としては減衰力、模型側面における摩擦力、底面反力などが多かれ少なかれ存在するので M_E は M_I より一般に小さいと考えられる。Fig. 11 は M_E と M_I の関係を図示したものであり、WH の場合には M_E と M_I はほぼ釣合状態にあるとみなせるが、DH の場合は M_E は M_I に比べてかなり小さい。WH の方が DH よりも釣合状態

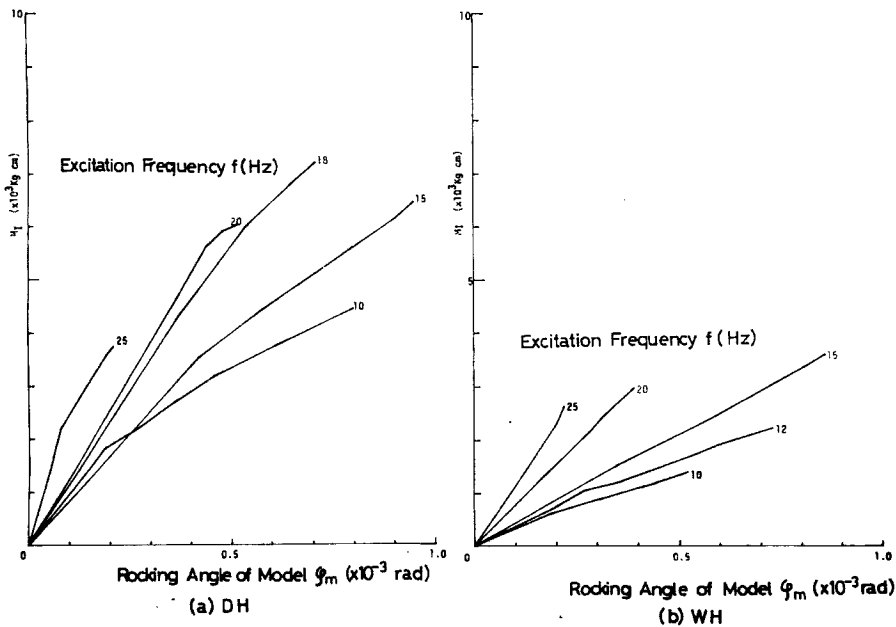
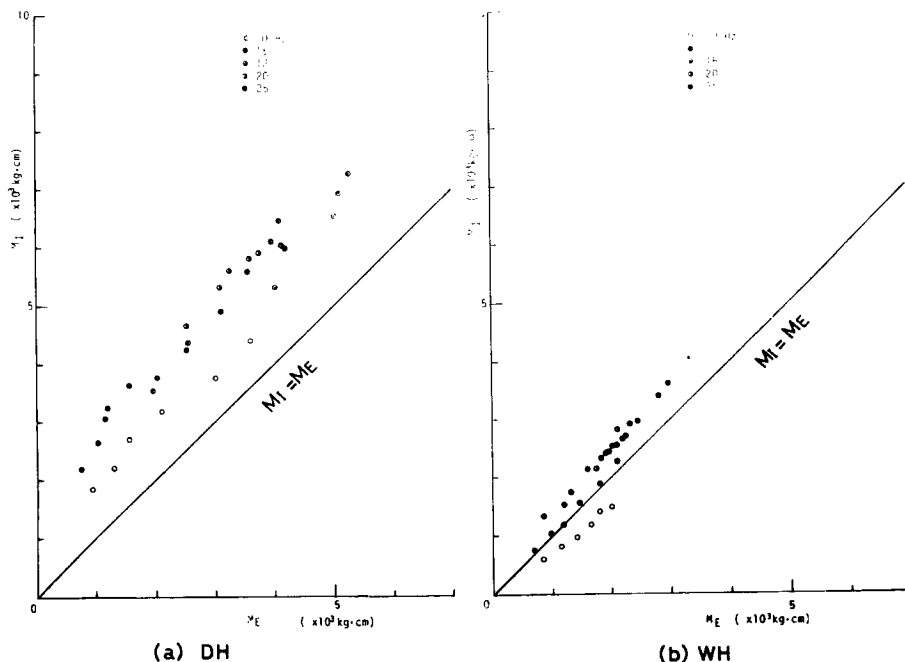


Fig. 10 Relation between Moment M_I and Rocking Angle of Model φ_m , S2.

Fig. 11 Relation between M_E and $M_I, S2$.

にある理由としては、湿潤砂においては水が潤滑剤のような働きをなし、模型側面の摩擦力や底面反力などを減少させているからではないかと考えられる。

以上、水平復元力について見られた現象はいずれも著者らのこれまでの実験にても得られたことであるが³⁾、これまでの実験で用いた模型は矩形断面を有し、底面の地盤反力や側面の摩擦力をなるべく小さくするように振動方向の断面幅を決めたものである。したがって、これまでの実験結果を本実験より得られる結果と比較することにより、模型の断面形状の相違が水平復元力に及ぼす影響を明らかにしうるはずであるが、地盤の間隙比などを十分等しくはできなかったため、その影響を解明することはできなかった。

(g) 本実験より得られる間隙動水圧

水を含んだ砂地盤に地震力のような振動力が作用すると、地盤中の間隙水に動的な水圧が付加される。この水圧は、砂粒子と間隙水の慣性の相違に基づく間隙動水圧と、基礎という境界面の移動によって水中に生じる間隙動水圧、それに砂の構造骨格の変形に応じて発生する過剰間隙水圧とに分けることができる。本実験においては模型に作用する振動水圧としてこの三者を取り扱う予定であったが以下に記す理由で、主として前二者の水圧しか得られなかった。

振動力などの比較的载荷速度の速い力を飽和砂に与えると、砂粒子の間をうるむ水の流出が変形速度に追いつくことができないうこと、比較的ゆるい砂地盤であれば、圧縮性が低い粘性を持つ水の介在によって急激にはないが、砂はより密に詰まろうとすること、これらによって間隙水が圧縮され過剰間隙水圧が上昇する。また継続的な振動により過剰間隙水圧は蓄積されてゆく。そのために有効応力および砂のせん断強さが低下し、ついには0となる結果、砂の構造の破壊、ひいては砂が液体のようにふるまうという現象が生ずる。このような液状化現象が生ずる条件としてはいくつか考えられるが、地盤がゆるいことがまず挙げられよう。すなわち主として砂粒子間のかみ合わせによる摩擦抵抗に起因すると考えられる飽和砂の強さは、ある深さにおける全応力 σ から、その深さにおける過剰間隙水圧 u を差し引いたもの（有効応力）と比例する。地盤中の応力関

係は動的加振時次式で与えられる。

$$s = (\sigma - \mu) \tan \phi$$

ここに、 s はせん断強さ、 ϕ は砂の内部摩擦角である。ゆるく詰まった砂においてはよく締め固められた砂よりも σ が小さいので、振動力による $(\sigma - \mu)$ の低下が著しいものと考えられ、したがって砂地盤の液状化が発生しやすいといえる。ところで本実験においては砂を砂槽へ投入したのち実験時の加速度より大きい数百 gal の加速度で加振して地盤を締め固め、実験中における地盤の間隙比などの変化をできるだけ軽減しようとした。このことが本実験において液状化もしくは初期液状化がほとんど見られなかった主要原因であると考えられる。

(h) 間隙動水圧の深さ方向の分布

本文では (g) において見た砂粒子と間隙水の慣性の相違により生じる動水圧(慣性動水圧と呼ぶことにする)と、模型の運動により生じる動水圧(反力動水圧と呼ぶ)との和を間隙動水圧と呼ぶ。Fig. 12 に振幅漸変実験における WH と WU の模型中心部付近の間隙動水圧の深さ方向の分布を示した。各図の最大模型回転角

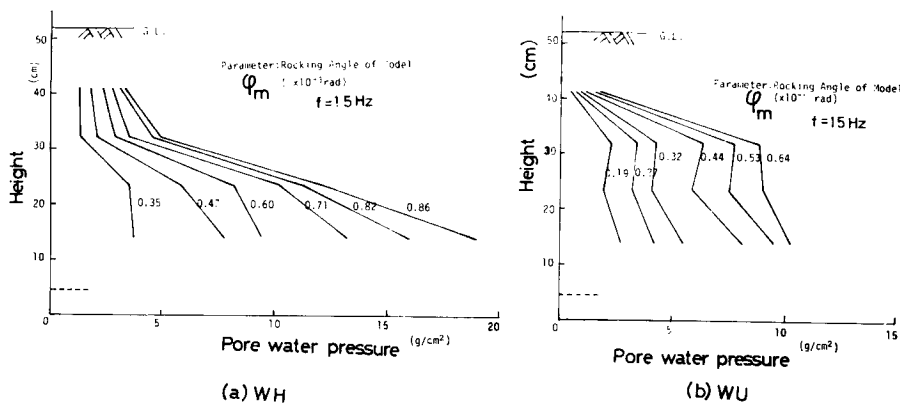


Fig. 12 Vertical Distributions of Pore Water Pressure, S2.

は入力加速度 100 gal に相当する。図示されている範囲ではその分布は深さとともに増加しているといえよう。同一入力加速度レベルに対する水圧はおおむね WH の方が大きい。ところで入力加速度の振幅や振動数が同じであれば慣性動水圧は模型の有無にかかわらず WH と WU では等しい。したがって同一の入力において見られる WH と WU の間隙動水圧の差は、両者の運動状態が異なっていることから反力動水圧によるものであろうと考えられる。さらにこのことから全間隙動水圧のうち反力動水圧の占める割合がかなり大きいことが推察される。なお土圧の分布形状に比べると深い地点の分布がかなり異なっている。深い地点では比較的模型変位、したがって反力動水圧が小さいと考えられるので、水圧を考える場合には慣性力が土圧におけるよりも大きな影響をもっていることが推察される。

(i) 間隙動水圧の水平断面における分布

土圧計 P_3 とほぼ同じ深さに取り付けられた水圧計より得られる水平断面における間隙動水圧の分布を図示したものが Fig. 13 であり、(a) は WH における定常正弦波、(b) は WH における振幅漸变的正弦波、(c) は WU における定常正弦波、(d) は WU における振幅漸变的正弦波によるものである。図 (b)、(d) の最大模型回転角は入力加速度 100 gal に相当する。図 (a) より同一の入力レベルでは共振振動数付近 (Fig. 3 の共振曲線参照) の値が最大であることから、間隙動水圧中の反力動水圧の割合がかなり大きいものと推測される。一方 (b) より同一振動数では ϕ_m が增大するにつれて動水圧は大きくなっており土圧分布の傾向と似て

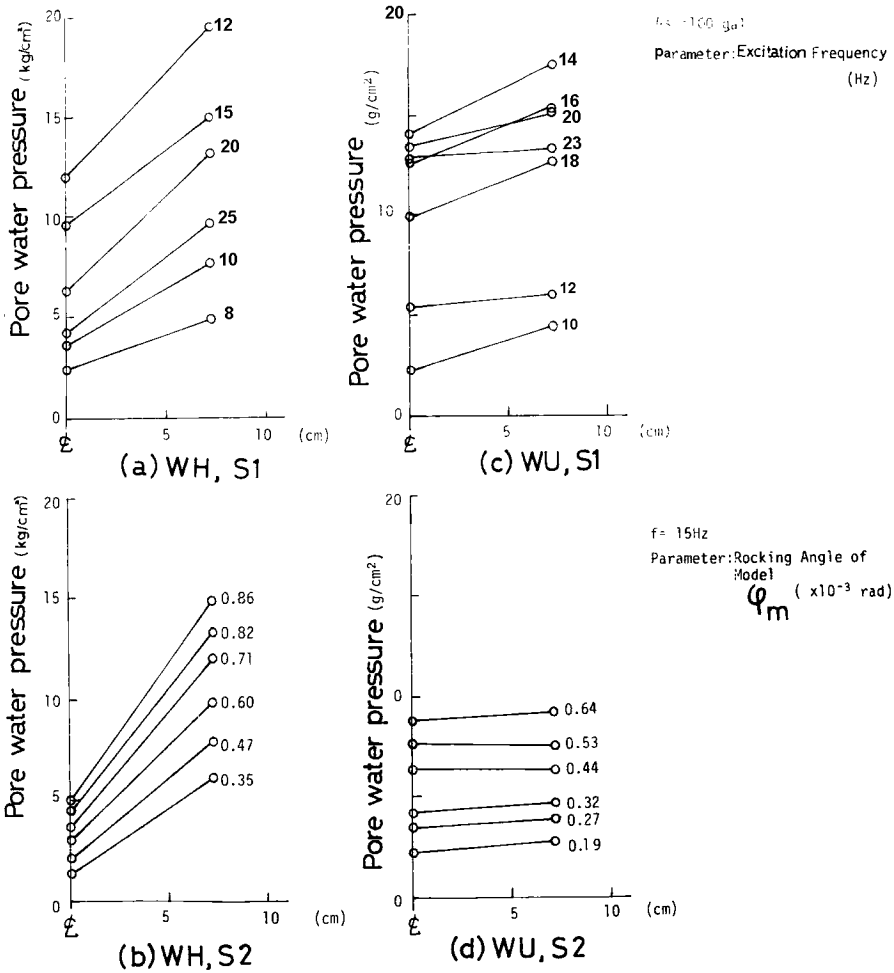


Fig. 13 Horizontal Distributions of Pore Water Pressure.

いる。以上図 (a), (b) で見たことは WU における図 (c), (d) においても指摘しうる。分布形状は WH の場合剛板分布に近く、WU の場合は WH に比べると一様分布に近い。このような分布形状の特性は土圧分布のそれと傾向的に似ており、土圧分布の項において述べたように WU の方が WH に比べて運動の自由度が多いこと、このことが砂の側方への移動を生じやすくし、縁部の水圧を減少させているものと考えられる。

(j) 振動土圧と間隙動水圧との関連

本項では、これまで個々に述べてきた振動土圧、間隙動水圧の特性を関連づけることにより、振動時の構造物基礎に働く水平復元力について考察を進める。

模型のはほぼ同一点に作用する間隙動水圧と振動土圧(間隙動水圧も含む)の比 W_2/P_3 を示したものが Fig. 14 である。なお W_2, P_3 ともにそれぞれの分布中では最大値もしくは最大値に近い値である。図よりこの比は振幅漸変実験より得られる値が定常正弦波実験の値より大きいこと、WH の場合には加振振動数約 12 Hz で、WU では約 15~20 Hz に極大値をもつが加振振動数の増加とともに漸増していくことがわかる。定常正弦波の加振振幅および振幅漸変の正弦波の最大値はいずれも 100 gal であるが、前者の値が後者のそれに比べ

て一般的に小さいこと理由は明らかでない。ただし、後者の場合には入力加速度振幅が漸増している状態があるので、入力の変位振幅の時間に関する微分量が存在し、これが何らかの形で慣性動水圧などに影響を及ぼしているようにも考えられる。

WH, WU ともに基礎—地盤系もしくは地盤のみの固有振動数付近では W_2/P_3 は大きくなる。このことは前者の振動数では反力動水圧が、後者では慣性動水圧がそれぞれ大きくなるからではないかと想像される。なお WH において、加振振動数が固有振動数より高い振動数の範囲で増加するとき、 W_2/P_3 の比がゆるやかに減少している現象は、前報¹⁾において指摘した共振曲線における間隙水圧の動向、すなわち間隙水圧には明らかなピークは見られず、共振振動数よりやや高い振動数範囲でなだらかなピーク形状を呈しているという事実とよい対応を示していると考えられる。

なお図から W_2/P_3 は大きくても10%であるが、当然のことながら場所によってもこの比は異なることが予想される。たとえば WU の場合は P_3 の土圧と W_4 の間隙水圧とがほぼ等しくなっている (Fig. 5(d) と Fig. 12(b) 参照のこと)。このことは土圧計で測定される土圧 (水圧も含む) がほとんど水圧で占められていることを意味しており、土粒子実質部分に作用する水平方向の有効応力が小さいものと想像される。

以上見たように、砂地盤の液状化が生じていない場合には間隙水圧の復元力に寄与する量は土圧に比べてかなり小さいことがわかる。

5. ランダム波加振実験の結果

本節では振幅漸変に加えて加振振動数も変化するランダム波加振実験の結果を取り扱う。入力も応答もランダムな波となるので、本項ではランダム量を解析する場合によく用いられるスペクトル密度、自己相関関数に注目して考察を行なう。なおデータの解析に当っては京大計算センターの KDC-II と実時間信号解析装置 (日本無線株式会社製, JEQ-102J 型) を用いた。

(a) スペクトル密度

Fig. 15 は DH の、Fig. 16 は DU のそれぞれ入力加速度 A_s と応答加速度 A_{m1} のスペクトル密度を描いたものである。図中の数字は A_s の標準偏差 σ と、 A_s の主として存在する振動数範囲を表わしている。ほぼ同じ振動数領域に成分を持ち、 σ の異なる2個のランダム波に対する応答が Fig. 15 の (a), (c) または (b), (d) に示されている。いずれも σ の値が大きいかほど応答のスペクトル密度におけるピークとなる振動数が低下しており、正弦波加振時における共振曲線の傾向と一致している。またこのことは前述したように基礎—地盤系の復元力曲線が軟化ばね型を呈することとも対応している。振動数特性は異なるが σ が同一であるランダム波に対する応答の差は同図 (a), (b) または (c), (d) より明らかにされる。比較的ホワイトノイズに近いと考えられる図 (b), (d) においては応答のスペクトルは 20 Hz 以上にピークを有している。これらの値は

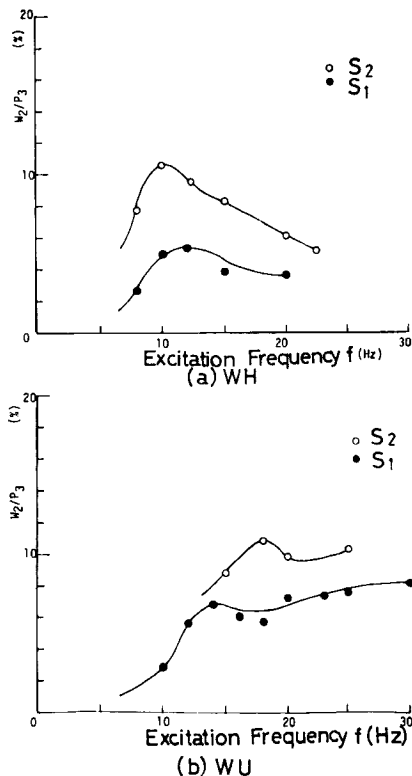


Fig. 14 Relation between Ratio W_2/P_3 and Excitation Frequency f .

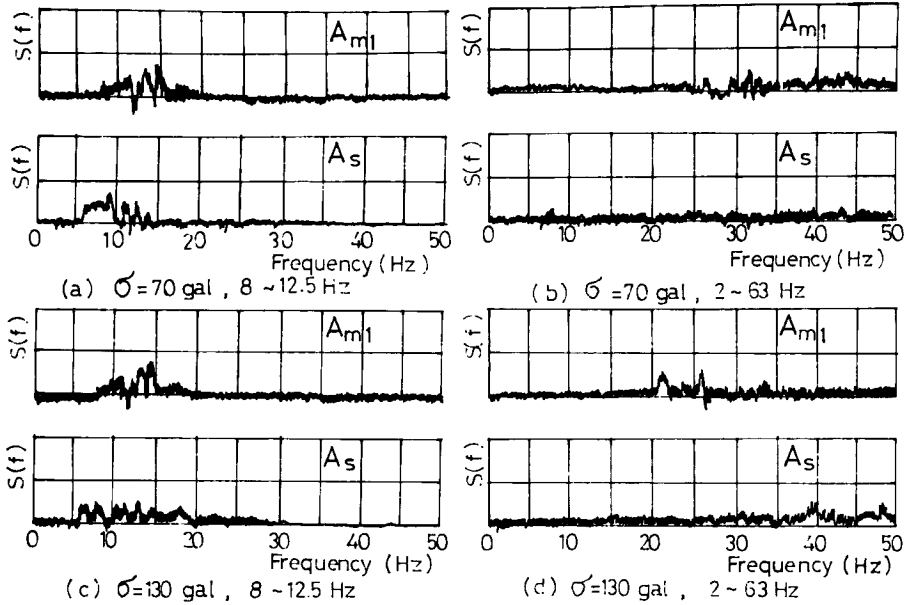


Fig. 15 Power Spectra, DH.

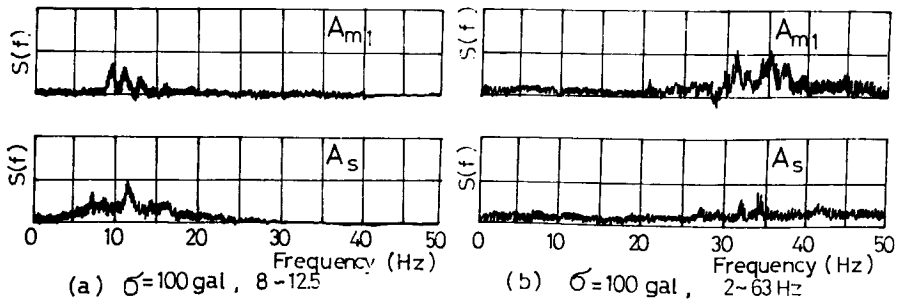


Fig. 16 Power Spectra, DU.

共振曲線より得られる固有振動数より若干高い。これは A_s のスペクトルが 2 Hz から 63 Hz の振動数範囲ではほぼ平坦であるとはいえ、やや高振動数成分が多いということと関連している。比較的狭帯域ノイズ (8~12.5 Hz) である (a), (c) の場合にはこの傾向がさらに強く、応答のスペクトル密度のピークは入力のものとはほぼ一致しており、ランダム波とはいえ比較的狭帯域ノイズの場合には構造物はその系の固有振動数とは関係なく、入力の加振振動数に左右され構造物は振動すると言えよう。なおこのことについては非線形系においても振動数伝達関数の概念が導入できれば、説明できよう。

DU の場合は Fig. 16 に見るように応答のスペクトルのピークは入力加速度のそれとほぼ対応しているとみなすことができ、正弦波加振の項で述べたように地盤の運動の影響をかなり受けやすいと言えよう。なお DH で見たように $\sigma = 100$ gal, 2~63 Hz に振動数成分を持つように設定されたノイズ A_s は約 40 Hz 付近の振動数成分がやや強くなっているため応答にもこのことが反映されている。

以上の実験は振動台に付属しているノイズジェネレーターおよびバンドパスフィルターを用いて得られるノイズを使用したものであるが、次に地震応答計算などでよく用いられている強震記録 El Centro 1940 の N-S

成分を用いて加振した場合のスペクトル密度を Fig. 17 に示す。El Centro の記録は約 2 Hz 付近の振動数成分が卓越しているが、振動台には原記録の時間軸を約 1/8 に縮めて入力させていること、また振動台も 1 個の振動系と考えられることなどから、 A_s のスペクトル密度は約 20 Hz の他にいくつかのピークが見られる。 A_{m1} のスペクトル密度にはかなりゆるぎがあり、DH と DU の特徴を見分けるのはやや困難であるが、全般に DU は DH に比べて少し高い振動数成分が卓越しており、ノイズや正弦波加振の場合と同様の傾向が見られる。

(b) 自己相関関数

Fig. 18 はスペクトル密度の項で示した El Centro に対する入力と応答の自己相関関数である。 A_s の自己相関関数がかなり高い振動数で波打っているのに対し DH のそれは 0.05 秒の周期を有しており、スペクトル密度において見られた約 20 Hz 付近の振動数とよい対応を示している。DU の自己相関関数も A_s のそれとは異なっているが、DH の自己相関関数より短く、また A_s のそれに近い周期を有しており、スペクトル密度において指摘した DU の方が地盤の運動に左右されやすいという事実と対応している。なお自己相関関数を見る限り、スペクトル密度の項で予想したほどには DU の運動は地盤の運動と一致しておらず、基礎—地盤の振動系としての動きが存在することが確認できよう。またこのことは DU における応答の時間曲線が入力加速度と比較するとかなり周期化されていることからもうかがえる。

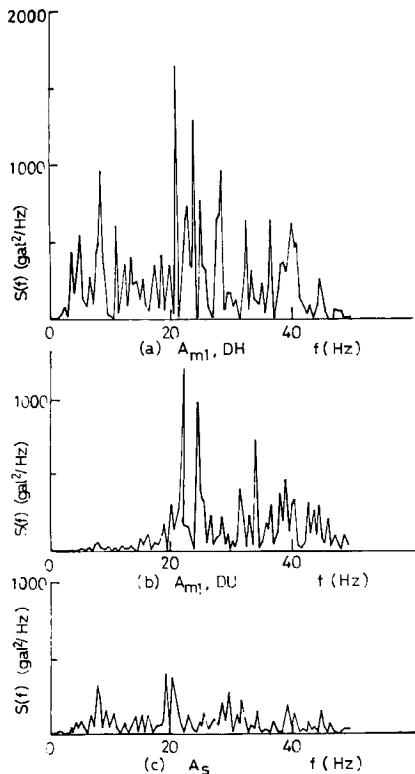


Fig. 17 Power Spectra, El Centro 1940, N-S.

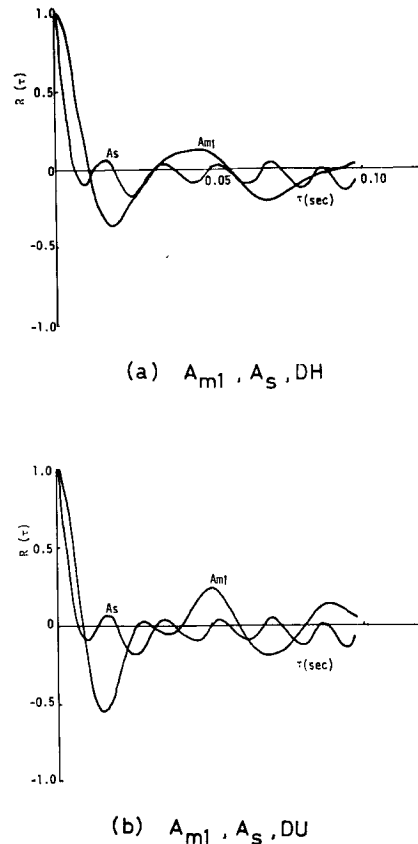


Fig. 18 Auto-correlation Functions, El Centro 1940, N-S.

なお図示していないが El Centro を入力とした場合の応答は、時間軸を原記録の約1/4, 1としたものについても実施したが、時間の縮尺が1に近づくほど入力と応答の加速度の自己相関関数は一致している。このことは模型が地盤の運動通りに動くようになることを意味しており、共振曲線において加振振動数が低下するにつれて応答レベルが低下することとも対応している。

6. 結 論

地震時における構造物基礎の動的挙動、特に基礎に作用する振動土圧と間隙動水圧の分布や両者の振動特性、および基礎を回転のみの1自由度系とした場合と、並進と回転を含む2自由度系とした場合の両ロックンク振動の応答を追求するために加振実験を実施した。砂地盤は自然乾燥、飽和湿潤の両状態とし、入力としては静的交番荷重、正弦波(定常的、振幅漸变的、定振幅)およびランダム波(スペクトル特性を持つノイズ、実地震波)を用いた。得られた結果を列挙すると以下のようである。

(1) 静的交番荷重実験より得られる振動モード図より、DH, WH の場合は当然のことながらヒンジ(=模型底面にあり)まわりの回転運動のみの1自由度系となるが、DU, WU についても本実験の範囲では大局的に見れば回転中心が模型底面より若干低い所にある回転運動をしているとみなしうる。また復元力曲線はDH, WH の場合はもとより、DU, WU の場合にも最大点曲線と固有履歴ループの積として表現できる。最大点曲線はほぼ軟化ばね型の傾向を有している。微小模型回転角に対する最大点曲線の傾きはDH に対するものが最も大きく、続いてDU, WU, WH の順であり、WU と WH の値はほぼ似かよっている。このことにはヒンジが模型の運動を拘束するように機能すること、飽和湿潤砂地盤は乾燥砂地盤に比べて塑性的性質が大きいこと、などが影響を及ぼしているものと考えられる。大きい模型回転角に対してはいずれの最大点曲線も傾きが減少するが、特にWU, WH, DU はこの順にこの傾向が強くなり、WU ではあまり大きくない模型回転角の範囲でもほとんど降伏状態に近い。

(2) 基礎模型—地盤系の共振曲線はDH, DU, WH, WU いずれの場合にも、それぞれの復元力特性が軟化ばね型の傾向を有していることを反映して、入力レベルの増大とともに共振振動数は低下する。DH, WH の場合には基礎—地盤系が一つの振動系として機能し、共振曲線にはこの系および地盤のみの両者の共振振動数がほぼ見られるが、DU, WU においては地盤のみの共振振動数がかなり卓越しているため、本実験の模型はDH, WH に比較すると地盤の運動に左右されやすい状態にあると考えられる。

(3) DU, WU の定常正弦波加振時の振動モード図より、本実験においても基礎模型は一般に回転と並進を含む2自由度の連成振動をしていることが認められた。また模型回転角が0に近づいても並進成分の見られる場合があり、回転と並進の両運動間には位相差、したがって減衰特性に差のあることが考えられる。

(4) 基礎模型に作用する振動土圧の深さ方向および水平断面における分布は、従来から指摘されているように模型回転角や加振振動数により変化すること、前者の分布は根入れ中央部付近にピークを有する三角形形状もしくは放物線状、後者は一様分布ないしは剛板分布を呈するが、後者において加振振動数に対する変化が大きいことなどが明らかとなった。また本実験の範囲においてはDU, WU の運動は並進成分が比較的少なく、1次の回転運動が卓越しているため、振動土圧の深さ方向の分布はDH, WH の場合とほとんど変わらないが、回転中心がヒンジ位置よりやや低下していることによるものと考えられるが、ピークの位置はDH, WH の場合よりも若干低下する。DU, WU における水平断面における土圧分布は、模型の自由度が多いこと、したがって模型縁端部付近で砂の側方移動が生じやすいことにより、模型縁端部の土圧成分の全水平土圧に占める割合は低下している。なおいずれの土圧も模型回転角の増大とともに直線的、ないし軟化ばね型の特性を有している。

(5) DH, WH において、基礎模型に作用する振動土圧によるヒンジまわりのモーメント M_E と、基礎模型に作用する応答の絶対加速度と模型のヒンジまわりの慣性モーメントとの積をヒンジと加速度計間の距離で除した値としてほぼ得られるモーメント M_I とは、WH の場合には比較的良好に釣り合っているが、DH の場

合には入力レベルの増大とともに M_E は M_I に比べてかなり小さくなる。この傾向はこれまでからも本実験に用いたものとは断面形状の異なる模型において指摘されている。

(6) 本実験においては飽和湿潤地盤を振動台で十分加振したので、過剰間隙水圧の上昇などによって特徴づけられる砂の液状化現象はほとんど見られず、砂粒子と間隙水の慣性の相違に基ずく間隙水圧と、基礎という境界面の水平方向の移動によって水中に生じる間隙水圧とが存在した。これらの動水圧の深さ方向および水平断面内の分布は土圧のそれと傾向的にはよく似ている。また過剰間隙水圧の上昇のない場合には、地盤の全反力中に占める水圧の割合は低く、本実験の範囲では10%以下である。

(7) ランダム波が作用した場合の模型の応答は基本的には正弦波加振結果より得られる、または推測される情報とよい一致を示している。たとえば、ランダム波のレベルが増加すると応答のスペクトル密度におけるピークとなる振動数が低下すること、DUにおける応答のスペクトル密度は入力のそれとよく似ること、この傾向はDHの場合よりも顕著なこと、入力のスペクトル密度が模型の固有振動数付近で大きなパワーを有するほど応答のレベルは増すこと、などはいずれも正弦波加振の結果を用いて説明しうる。DH, WH についてはいわゆる構造物のフィルター作用により、入力波に比べて応答の波形がかなり周期化されるが、DU, WU については DH, WH よりも地盤の運動に左右されやすいが、やはりこの作用が認められる。

以上のような研究成果が得られたが、本実験における問題あるいは今後の課題を列挙すると次のとおりである。

(1) 実験結果の再現性という問題が最も大きいものと考えられる。実験に入る前に、実験時よりも大きい加速度で十分締め固めるといふ努力をしたが、やはり加振時間とともに振動台上の砂は締め固められる可能性が強い。したがって今後は実験結果に大きな影響を及ぼす地盤の性状を何らかの方法によりできるだけ一定に保つ工夫が必要であろう。もし十分一定とできない場合には、少なくともその性状、特に間隙比などの時間的変化を適確に把えることにより得られた結果を補正するなどの措置をとることが望まれる。

(2) 複雑な機構を持つ基礎—地盤系の減衰については十分な考慮を払っていない。従来から運動方程式を考える場合、未知の力を減衰の項にまわす傾向が見られたが、本実験においても粘性減衰や履歴損失エネルギー、逸散減衰などを十分評価することができず、今後の研究に待つべき課題と言えよう。

(3) 砂地盤が液状化した場合の構造物基礎の応答については、地盤が十分締め固められていて砂の構造骨格の破壊や砂の液状化といった現象を把えることができなかった。今後は砂の液状化と構造物基礎の応答というテーマについても、実験的・理論的な追求が必要である。

最後に本研究実施にあたり多大の便宜を与えられた本学防災研究所の地盤震害部門、耐震基礎部門の関係各位に謝意を表わす次第である。また本研究中常に貴重な助言を頂いた本学交通土木工学教室の亀田弘行助教授、吉原進助手（現鹿児島大学助教授）、貴重な時間を割いて本実験遂行に協力していただいた同教室後藤研究室の諸兄にも感謝の意を表します。本研究の一部は文部省科学研究費補助金（特定研究、総合研究A、奨励研究A）の援助を受けたことを付記する。

参 考 文 献

- 1) 後藤尚男・吉原 進・北浦 勝・宮脇幸治郎・横山正義：地震時における構造物基礎模型の復元力と応答に関する実験的研究，京都大学防災研究所年報，第16号B，昭48.4，pp. 679-695.
- 2) 北浦 勝・宮脇幸治郎・横山正義：構造物基礎のランダム応答に関する実験的研究，関東地震50周年記念地震工学シンポジウム論文集，昭48.8，pp. 293-300.
- 3) 後藤尚男・北浦 勝・宮脇幸治郎：砂層中に根入れされた構造物基礎の動的挙動に関する実験的研究，土木学会論文報告集，第219号，昭48.11，pp. 15-25.
- 4) 後藤尚男・吉原 進・北浦 勝：乾燥砂中にある構造物基礎の水平復元力特性に関する実験的研究，土木学会論文報告集，第194号，昭46.11，pp. 1-11.
- 5) 後藤尚男・吉原 進・北浦 勝・太田昭宏：構造物基礎の水平復元力特性に関する実験的研究，京都大

学防災研究所年報, 第14号A, 昭46.4, pp. 283-299.

- 6) 北川 隆・太田正一・北浦 勝・後藤尚男: 構造物基礎—地盤系の非正常な履歴復元力について, 土木学会関西支部昭和49年度年次学術講演概要, 昭49.5.
- 7) 代表者後藤尚男: 基礎体—地盤の振動, 地震応答, 耐震設計に関する研究, 本州四国連絡橋公団委託研究報告書, 昭47.5.