

# 地表面応答に及ぼす中間軟弱粘土層 の非線形性の影響

風間基樹<sup>1</sup>・柳澤栄司<sup>2</sup>・稲富隆昌<sup>3</sup>

<sup>1</sup>正会員 博士(工学) 東北大学助教授 大学院工学研究科土木工学専攻 (〒980-77 仙台市青葉区荒巻字青葉)

<sup>2</sup>正会員 工博 東北大学教授 大学院工学研究科土木工学専攻 (〒980-77 仙台市青葉区荒巻字青葉)

<sup>3</sup>正会員 工博 運輸省港湾技術研究所 構造部長 (〒239 横須賀市長瀬3-1-1)

強震時における軟弱地盤の地震応答加速度は、地盤の軟化によって小さくなることが知られている。本研究では、軟弱地盤の地震応答と被害の関係を明らかにするため、中間に軟弱粘土層を有する地盤の遠心力模型振動実験を行い検討を行った。地盤の応答は上部構造物に対する入力と考える立場と基礎地盤の応答(出力)と考える二つの立場から、軟弱地盤ゆえの特性を検討した。前者の立場では、短周期構造物に対しては免震的な効果が期待できるが長周期構造物にとっては期待できないことを示した。また、後者の立場ではその応力・ひずみ関係に立ち戻って軟弱粘土層の履歴変形特性の周波数依存性について検討した。

**Key Words:** *nonlinear seismic response, earthquake damage, centrifuge dynamic model test, soft clay layer, ground response amplification, frequency dependency, one-dimensional shear column*

## 1. まえがき

強震時の地盤の地震応答に関する研究は土質動力学分野の主要な研究課題の一つである。最近の相次ぐ大地震(1993年釧路沖地震, 1994年Northridge地震, 1994年三陸はるか沖地震, 1995年兵庫県南部地震)において500Galを越えるような強震動が観測され、地盤の強震時の応答が次第に明らかになりつつある。釧路沖地震<sup>1)</sup>や三陸はるか沖地震<sup>2)</sup>においては、500Galを越える加速度を記録しているにもかかわらず、その被害程度はNorthridge地震や兵庫県南部地震に比較して軽微であった印象を受ける。これらの地震の強震記録は、地盤条件との関連で検討が行われている<sup>3)~5)</sup>が、必ずしも軟らかい地盤ほど応答加速度が大きくなってはいない。一方、これらの地震と前後して発生した1993年北海道南西沖地震においては、軟弱地盤とされる函館港において大規模な液状化が発生しているが、函館港で観測された最大加速度は約120Galであった<sup>6)</sup>。これに対し、函館港より大きな加速度を記録した小樽港や室蘭港での液状化被害はほとんど見られていない。これは地震動の最大加速度で単純に地震力の大小を論じ、被害を説明することの限界を示しているものと考えられる。

このような強震記録と地震被害事例の蓄積の中で、特に軟弱地盤の地震応答に関しては、軟弱地盤

上の構造物被害との関連で大きな疑問が顕在化してきている。すなわち、数値モデルによる地震応答計算や地震観測結果などによれば、軟弱地盤は強震時に軟化したり液状化するため、硬い地盤よりも加速度応答が小さくなる。一方、今までの地震による災害の事例解析などからは軟弱地盤上ほど被害が大きいと考えられてきたことである<sup>7)</sup>。この矛盾する事実を説明するためには、軟弱地盤の非線形化が地表面応答に及ぼす影響を明らかにし、軟弱地盤上の構造物被害との関連で、地震動のどのような指標が被害をよく説明できるのか吟味する必要がある。

阪神大震災では、いわゆる震度7の帯に沿って多くの人的被害が発生したのは記憶に新しい。この細い帯に沿った被害の説明の一つに、以下のような説明をすることもある。すなわち、軟弱層が比較的厚く堆積し埋立の施された海岸線に近い地域の地盤は、地震時に基礎地盤の塑性化が進み地震エネルギーを吸収したため、地上の構造物が崩壊するような強震動が伝わらなかったとする説明である<sup>8)</sup>。これは、地上の構造物に主体をおいた地盤の地震応答の考え方である。

また、阪神大震災においては、水際線近くの地盤を中心とした各地で液状化が発生した。液状化した地盤は、理想的には液体状になるのでせん断力が伝わらず、その結果地震応答加速度も小さくなる。当

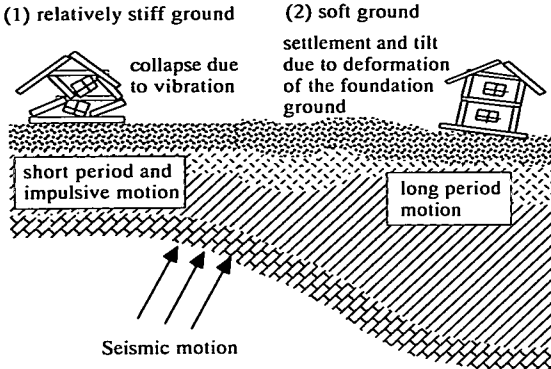


Fig.1 Damage pattern dependent on soil condition.

然のこともながら、この加速度応答の大きさをもって、液状化の被害が大きい小さいを議論することは無意味である。なぜなら、加速度応答が小さくなったのは、液状化した結果そうなったのであって、地盤はすでに壊れているからである。これは、地盤を構造物を支える一つの基礎構造物ととらえた場合の解釈である。

以上のように、地盤の地震応答はその観点によって、二つのとらえ方がある。一つは、地盤上の構造物に対する入力地震動とみなす立場であり、他方は地盤を基礎構造物あるいは地震動を伝える媒体と見なしたときの出力(応答)とみなす立場である。したがって、地上構造物の被害形態も、(1)地震動そのものの振動による被害と(2)基礎地盤が壊れたことにより被った2次の被害を明確に分けてとらえるべきと考えられる。阪神大震災を例にとれば、海岸線近くの軟弱地盤地帯の被害は後者に属するであろうし、それより少し内陸に入った建物被害は前者に属するとする解釈が成立すると考えられる。(Fig.1参照)

しかしながら、軟弱地盤が揺れを吸収したと言う推論は本当に正しいものであろうか。強震記録が蓄積されたと言っても、阪神大震災の例では強震計が十分に密に配置されていないため、このあたりのことが強震記録によるデータから実証的に説明できないのが実際のところである。また、軟弱地盤の強震時の実際の挙動は要素試験レベルで得られているものと同じだろうかと言う疑問もある。最近、地震動の記録から、要素試験と直接的に対応させることのできる応力・ひずみ関係を求めることが可能になっている<sup>14)16)</sup>が、実際の振動記録から求める特性であることから、要素試験結果との整合性が次の興味の対象となっている。

本研究では、軟弱地盤の地震応答と被害の関係を明らかにするため、中間に軟弱粘土層を有する地盤

Table 1 Soil properties.

Item	Sand Layer	Clay Layer
Unit Weight (gf/cm <sup>3</sup> )	1.989	1.534
Density of soil grain	2.65	2.692
Relative Density	75%	----
Water Content	----	80.1%

の遠心振動実験を対象として、地盤の地震応答性状を検討する。特に、ここでは地盤震動を地盤上に建設される構造物に対する入力地震動と考える立場と地盤自身が地震外力を受けたことによる変形応答と考える二つの立場に立って検討を進める。なお、地盤震動の卓越周期が長周期化するメカニズムとしては、Fig.1のように、基盤が深くなることによる表層地盤の固有周期の長周期化と地盤が大ひずみ時に剛性低下することによる長周期化が考えられる。実地震の際には両者の複合的なメカニズムによって長周期化すると考えられるが、本研究では後者に起因する長周期化を検討対象としている。

## 2. 実験方法

### (1)実験概要

遠心振動実験は運輸省港湾技術研究所の有効半径3.8mの遠心力載荷装置を用いて行った。使用した遠心加速度は、25G(模型地盤の重心点における値)である。加振装置は、著者らによって開発された油圧式振動台である<sup>9)</sup>。また、模型振動箱は厚さ6mm、内径300mm、高さ10mmのテフロン加工を施したアルミ製リングを重ねたいわゆるせん断リング土槽である。その構造は模型地盤の構成とともにFig.2に示されている。

模型砂層(豊浦標準砂)の中間には、厚さ5cm、内径28cmのカオリン粘土層がある。粘土と砂の断面積比は、約7:1となる。このようにリング状に粘土の外側に砂を設けたのは、遠心加速度増加中に徐々に高まる水圧や加振中に生じる過剰間隙水圧を速く逸散させるためである。

### (2)模型の作成方法

模型地盤は、下層の砂・中間の粘土・上層の砂の三段階に分けて作成した。まず、脱気槽中でポーラスメタルの上面まで水を(間隙流体材料)で飽和させる。これを脱気槽から一旦出し、ふるい分け試験に使う2mmふるいを二重にした状態で、約20cm上方から砂をまき出す。このとき、間隙水圧計を入れる

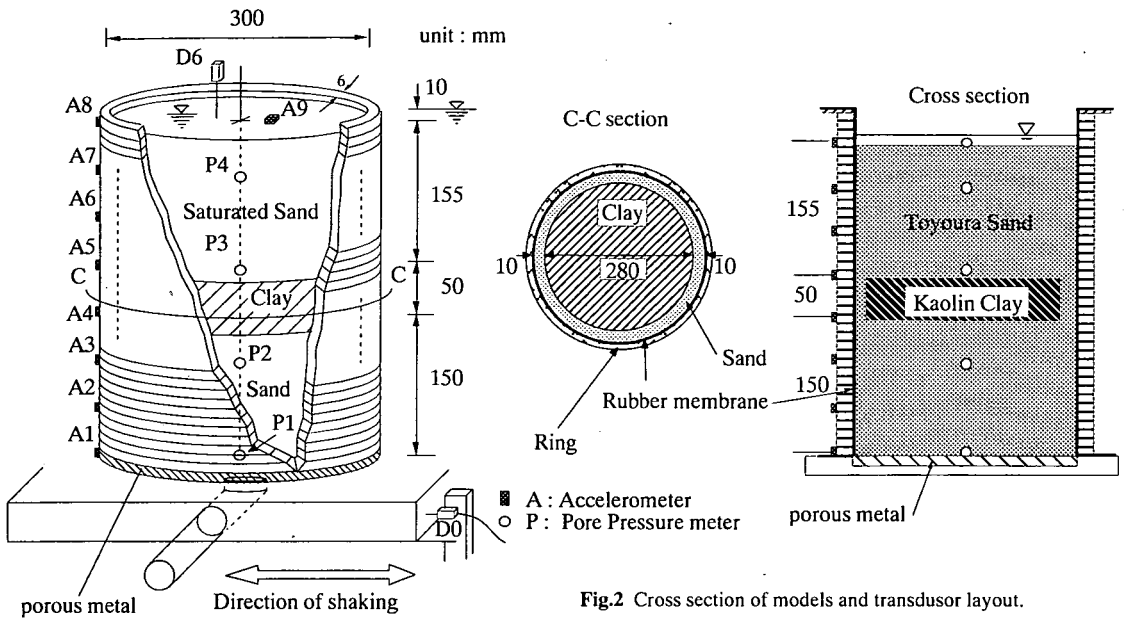


Fig.2 Cross section of models and transducer layout.

所定の高さきたら、断面中央に間隙水圧計を置く。こうして15cm厚の砂層ができたところで、再び容器全体を脱気槽に入れ、脱気水をポーラスメタルの下から水頭差だけで砂層上面まで浸透飽和させる。次に、再び脱気槽から容器を取り出した後、内径28cmの薄いアクリル円筒を粘土層の計画位置に建て込み、そこにあらかじめ所定の含水比(80,55%)で練り混ぜたカオリン粘土をへらで落とし込む。所定の高さになったら、アクリル円筒の外側に砂を充填し、アクリル円筒を取り除く。最後に、下層の砂を作成したのと同じ要領で水中に砂を落下させて上層の砂を作成し、脱気槽で飽和して完成となる。こうして作成した粘土および砂の物理特性はTable 1に示すとおりである。ちなみに、後述のTest-1における加速度応答記録から、地盤中を鉛直に伝わるS波速度を読みとると、おおよそ上部砂層で110m/s、粘土層で60m/s、下部砂層で120m/s程度の値となった。

A1~A8の加速度計は、5mm四方角の超小型加速度センサーをリングあるいはモデル底板上に瞬間接着剤により張り付けた。なお、リングは加速度計がうまく接着するように平面が出るようにカットされている。したがって、これらの加速度計は、加振によって方向がずれたりすることはない。一方、A9の加速度計は、十字型の下駄をはかせたアクリル製のスタビライザー上に接着した後、地表面上に建て込んだ。

P1~P4の間隙水圧計は、単に砂層中に置いただけである。間隙水圧計の設置高さは、遠心加速度上昇過程における静水圧上昇量を計測することによって

水面からの設置深さを同定した。

なお、カオリン粘土の初期含水比は80.55%であったが、一連の遠心場の加振実験の後、解体したときの試料では、80.1%となっていた。この含水比の違いは、遠心加速度増加による圧密によるものであるが、その値は小さい。したがって、振動実験中のカオリン粘土は、未圧密の軟弱粘土層に対応することになる。また、間隙流体材料として水を使用すると、透水現象に関する相似律が成立しないのは、良く知られているとおりである。本実験では、カオリンと水以外の流体材料の相性の問題から、流体は水道水を使用することとした。この取り扱い、主に対象とする現象が地震応答であり、過剰間隙水圧の逸散に伴う経時的な沈下などを取り扱わないことから、水を用いても振動中の非排水条件を満足し、振動現象に大きく影響しないと判断したためである。

### (3) 入力加速度波形およびデータの取得・解析方法

入力加速度波形は、1968年十勝沖地震において八戸港で観測された強震記録、および1978年宮城県沖地震において大船渡港で観測された強震記録を用いた。用いるデジタル記録は、振動台アクチュエータ制御用のROMに書き込まれており、ROMアドレスを指定することによって、任意区間の選択ができるようになっている。加振は、同一模型に対して順次加速度レベルを上げていくステージテスト方式で行っており、その実験順序および入力した台加速度はTable 2に示すとおりである。加振波形として実地震記録を用いたのは、本研究の主題が強震応答である

Table 2 Input earthquake motions.

Test No.	Input Earthquake motion	Max. Accel. model (prototype)
1	Ohfunato	18.5m/s <sup>2</sup> (74Gal)
2	Hachinohe	9.8m/s <sup>2</sup> (39Gal)
3	Ohfunato	61.3m/s <sup>2</sup> (245Gal)
4	Hachinohe	36.8m/s <sup>2</sup> (147Gal)
5	Ohfunato	124.5m/s <sup>2</sup> (498Gal)
6	Hachinohe	70.3m/s <sup>2</sup> (281Gal)

Table 3 Similitude used in this study.

Items	Scaling factors (model/prototype)
Length (Displacement)	1/25
Velocity	1
Acceleration	25
Time	1/25
Frequency	25
Strain	1
Stress	1
Pore pressure	1

ことに他ならないが、別法として周期と振幅をパラメータとした正弦波加振も考えられる。正弦波加振を採用しなかった理由は、現状では実験装置の制約から、数10回にも及ぶような加振が実用上不可能なこと、仮に共振状態になったとき地盤が大変形して模型地盤や容器自体が破壊し遠心装置本体の破損に影響が及ぶことが懸念されること、正弦波の振幅や継続時間がおおよそ一回の強震動とどのような対応関係にあるか別途検討が必要なことなどである。

センサーの信号は、まず遠心プラットフォーム上に搭載されたアンプにより増幅され、電圧信号としてスリッピングを介して遠心ピット外部のアナログデータレコーダーに取り込んだ。取り込まれたデータは、実験終了後、サンプリングレート5000HzでAD変換した。相似則によれば、実物換算で5000/25=200Hzでサンプリングされたことになる。この基データはノイズ除去のため、300Hzのハイカットフィルターをかけた後、1/2に間引きして、最終的に実物換算で100Hzサンプリングのデータとしている。これらデータは、ゼロ線補正を施した後、実物の物理量に換算して解析を行った。以下の実験結果は、特に断らない限り、実物に換算した物理量で表した。換算に用いた主な相似率をTable 3に示す。

### 3. 入力地震動としての軟弱地盤の地震応答

ここでは、軟弱地盤の地表面応答を上部構造物に対する入力地震動とらえた場合の考察を行う。

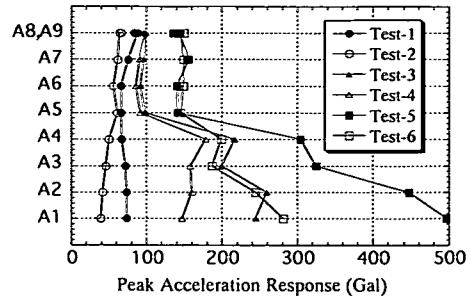


Fig.3 Distributions of peak acceleration response.

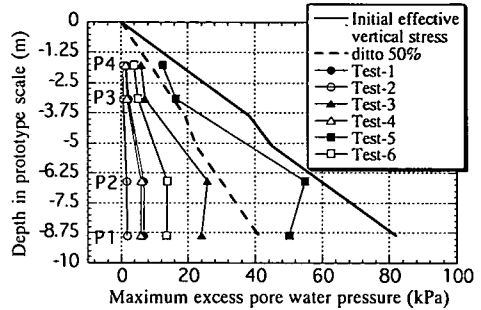


Fig.4 Distributions of max. excess pore water pressure response.

#### (1)最大応答加速度・速度・変位

Fig.3は、実験で得られた各加振段階の最大加速度応答分布を示したものである。入力最大加速度が100Gal以上になると中間の粘土層より上の加速度応答が顕著に小さくなる傾向が現れる。さらに250Gal以上になると下層の砂層内での加速度応答も小さくなる。これは、Fig.4の砂層に設置した過剰間隙水圧の最大値分布に見られるように、有効上載圧の低下によって、砂層内でも剛性低下が起こったためと推測できる。以上のことから、従来の地震応答解析からも得られているように、地盤の大ひずみ時の軟化によって加速度応答が小さくなるのが実験レベルで確認できたことになる。なお、非線形化の程度については後述する。

一般に、地震動による被害は周波数に依存するため、異なる周波数特性を有する地震動の強弱を一概に論じることはできない。しかし、本実験ではほぼ同じ周波数特性を有する地震動をその振幅だけ変えて入力している。したがって、被害と直接係わる地震動強さとしての指標は入力の振幅レベルに応じて増大すべきことは論を待たないと考えられる。Fig.5, 6は、加速度応答を一回積分して得られる速度応答と同じく二回積分して得られる変位応答の最大値分布を示したものである。最大速度・最大変位応答の分布には、入力レベルが大きくなったとき上層の応答が小さくなる傾向は見られず、入力の振幅レベルに

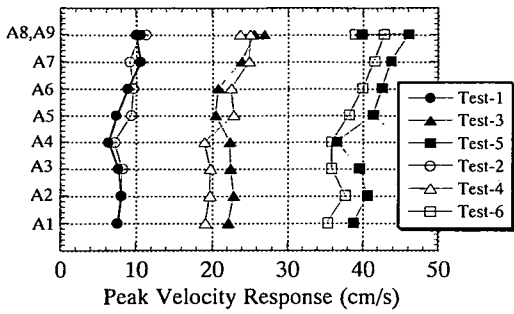


Fig.5 Distributions of peak velocity response.

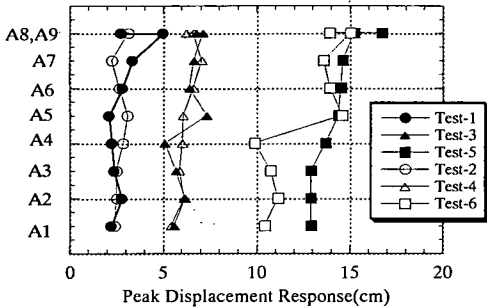


Fig.6 Distributions of peak displacement response.

応じて応答も大きくなるのがわかる。

Fig.7は、この加速度・速度・変位のピーク値のうち、振動台上面にとりつけたセンサーA1と模型地盤表面上に設置したセンサーA9の最大値の関係を示したものである。図の値は、一連の実験における入力最大加速度・速度・変位の値で標準化している。この図からわかるように、回帰直線の傾きは加速度・速度・変位応答の順に大きくなる。また、速度応答は、入力最大速度と出力地表面最大速度応答がほぼ等しい。このことは、地盤の非線形化が進んでも、最大速度や最大変位に影響を及ぼさず長周期成分の振幅には大きな影響が現れなかったことを示すものである。このことから、非線形化の進んだ地盤においては、加速度応答より速度・変位応答の方が基盤に入力した地震動の強さを表す指標として適切であると考えられる。また、地表面応答を上部構造物への入力と考えた時、加速度が小さくなくても速度・変位は小さくなっていない点に注意する必要がある。すなわち、上部構造物への入力地震力が低下したとは言い切れないのである。

このような結論は、今のところ、ここで検討対象とした地盤にのみ有効な結論であると言えるが、今後軟弱地盤上とその基盤上での強震記録が蓄積されれば地震観測からも結論の是非が明らかになっていくものと思われる。なお、構造物に被害を与える地

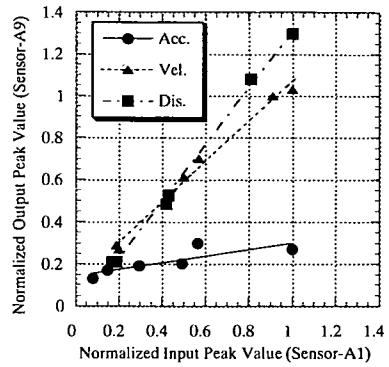


Fig.7 Comparison of peak values between input motion (A1) and output surface motion (A9).

震動の強さを表す指標としては、加速度ではなく速度や変位の方が適切であるとする研究には多くのものである。例えば、Housner<sup>10)</sup>の提案したスペクトル強度SIは速度応答スペクトルの0.1秒から2.5秒までの積分値であり、構造物の被害をよく説明できる指標であることが知られているが、このSI値は最大加速度より最大速度・変位とよい相関があることがわかっている<sup>11)</sup>。また、後藤<sup>12)</sup>は震害を左右するパラメータを加速度・速度・変位のアテニュエーション式を用いて検討しているが、加速度より速度・変位の方が震害と関連性が深い傾向にあることを示している。なお、変位応答を加速度記録の積分によって求める場合には、積分の際に使うローカットフィルタのため、原理的に残留変形量などは抽出できないことには注意が必要である。

## (2)地表面応答の周期特性

Fig.8は、大船渡波の実験シリーズの加速度時刻歴を示したものである。明らかに粘土層を境目にして、A1-A4の時刻歴とA5-A9の時刻歴は異なる周期特性を持っていることがわかる。しかも、Test-1から加速度レベルが上がるにしたがって、粘土層より上層の砂地盤の応答は、周期の長い波が卓越してくる様子が顕著である。このことは大ひずみ時の地盤の軟化によって卓越振動数が低振動数側に移動したことを意味している。

Fig.9は入力加速度(A1)と出力地表面加速度(A9)のフーリエ振幅スペクトル、および両者のスペクトル比を左から順に並べて示したものである。計算は、0データを含み4096個のデータを用いたFFTによって行い、周波数軸上でスムージングをかけている。上側3つのグラフは大船渡波、下側3つのグラフは八戸波による実験結果を示している。入力加速度のフーリエ振幅スペクトルは、当然のことながら、形状を相似

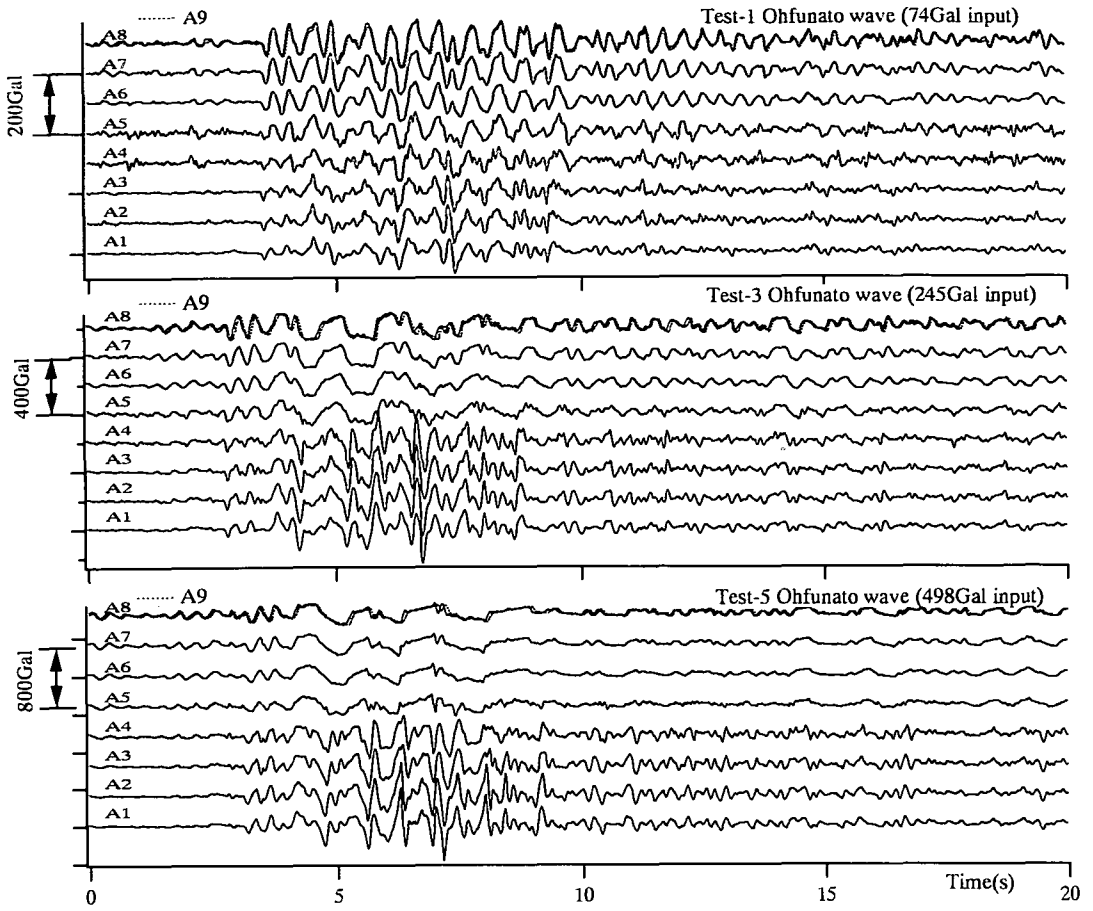


Fig.8 Time histories of acceleration response in depth direction (Test-1,3,5).

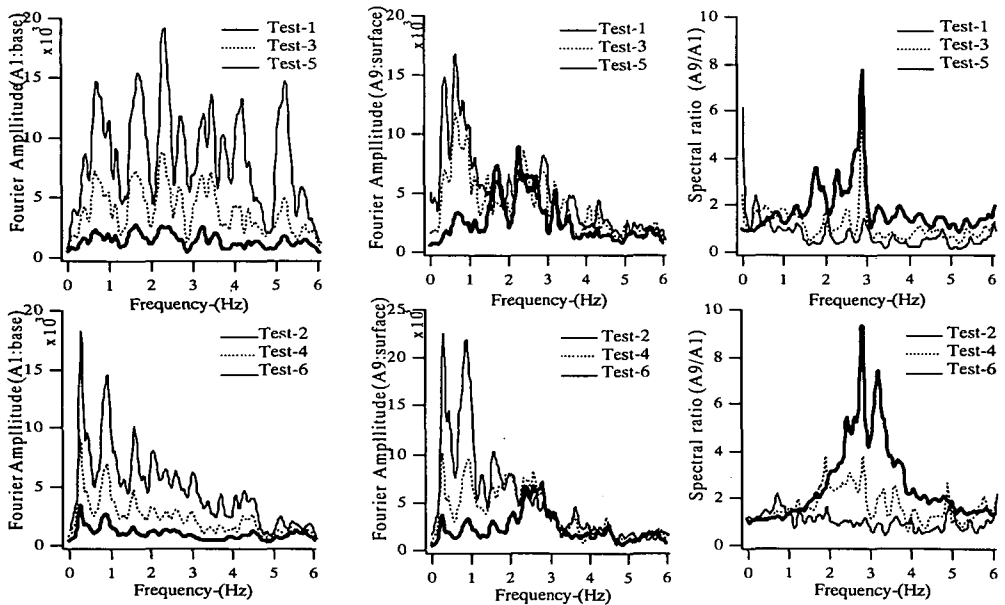


Fig.9 Fourier spectrum of the input acceleration (A1) and the surface ground response (A9), and its spectral ratio.

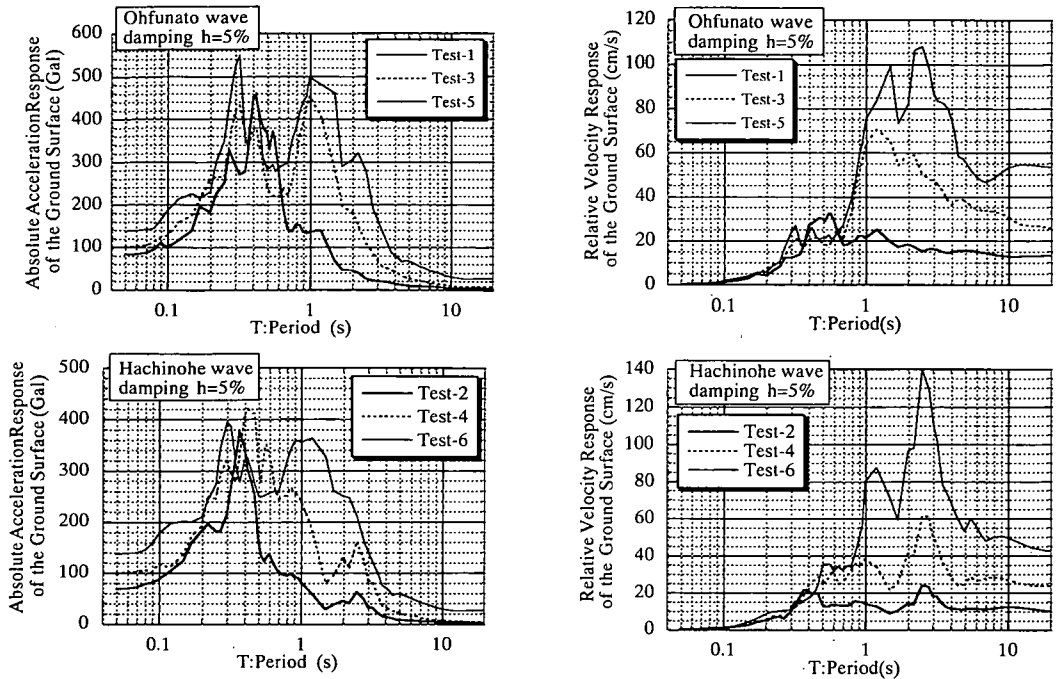


Fig.10 Acceleration response spectrum and velocity response spectrum of the surface ground response (A9).

に保ったまま、その振幅だけが大きくなっている。一方、Test-3以降の地表面応答加速度のスペクトルは、ほぼ1Hz以下の振動数成分が卓越する形になっている。このような、周波数増幅特性は、右端のスペクトル比に顕著に現れているが、これを見ると、Test-1,2で3Hz付近にあったピークが徐々に小さくなるとともに、低振動数側に移行したことがわかる。しかし、Test-5,6のピークは明瞭でなく、スペクトル比の形状は、低振動数側からなだらかに小さくなるような形をしている。その結果、入力加速度に含まれる1Hz以下の長周期成分が残る形で地表面加速度応答のスペクトルが形成されていることがわかる。

### (3) 応答スペクトル

Fig.10は、地表面の加速度記録(A9)を用いて計算した応答スペクトルを示したものである。まず、加速度応答スペクトルを見ると、大船渡波・八戸波に係わらず、0.4-0.6秒の固有周期を持つ構造物の応答は入力レベルが大きくなっても同程度かもしくは小さくなっており、この周期帯域の構造物に対しては軟弱層は、入力レベルが大きくなっても応答が大きならないような免震的な作用をしたとみなせる。しかし、0.7秒以上の構造物に対しては、このような傾向はない。速度応答スペクトルに関して、同様なことが読みとれるが、1秒以下の短周期では、Test-3,5とTest-4,6の差は顕著でない。したがって、速度応

答に関しては、免震的な効果がより長周期側の構造物まで及んだとみなすことができる。しかし、1秒以上についてはこの限りではない。

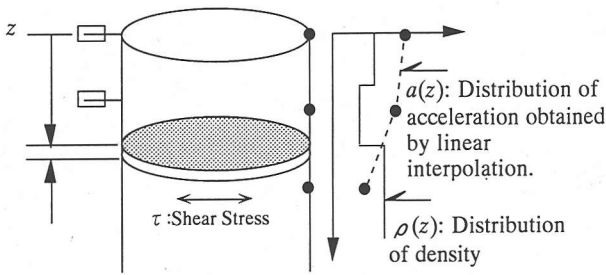
以上のことから、軟弱地盤上の短周期構造物に対しては同地盤の大ひずみ時の非線形化によって、入力地震力が大きくなっても構造物の応答が大きならない効果が見られたが、長周期構造物に対してはこのような免震的な作用は期待できないと考えて良いものと思われる。

## 4. 軟弱地盤の非線形履歴変形特性

前章では、軟弱地盤上の地震応答を上部構造物に対する入力地震動としてとらえる立場から検討を進めた。本章では、軟弱地盤を地震動を伝える媒体ととらえる立場から、模型地盤の非線形な履歴変形特性（ここでは広範なひずみ範囲の応力ひずみ関係を表す表現として“履歴変形特性”という用語を使用する）の検討を行う。なお、良く知られているように、この非線形化の程度はひずみレベルに依存する。ここでは、地盤の非線形化の程度をひずみレベルで検討するため、振動実験データから直接的に地盤のせん断応力-せん断ひずみ関係を求めた。ここで使用する方法は、古賀ら<sup>13)</sup>、Zeghalら<sup>14)</sup>、著者ら<sup>15),16)</sup>によって適用されている方法であり、Fig.11に示すよ

i) Shear Stress

$$\tau(z,t) = \int_0^z a(z,t)\rho(z)dz$$



ii) Average Shear Strain

$$\bar{\gamma}(t) = \frac{D_{n+1}(t) - D_n(t)}{H}$$

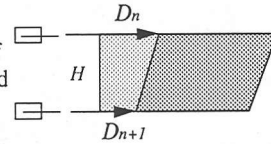


Fig.11 Evaluation of the shear stress and shear strain.

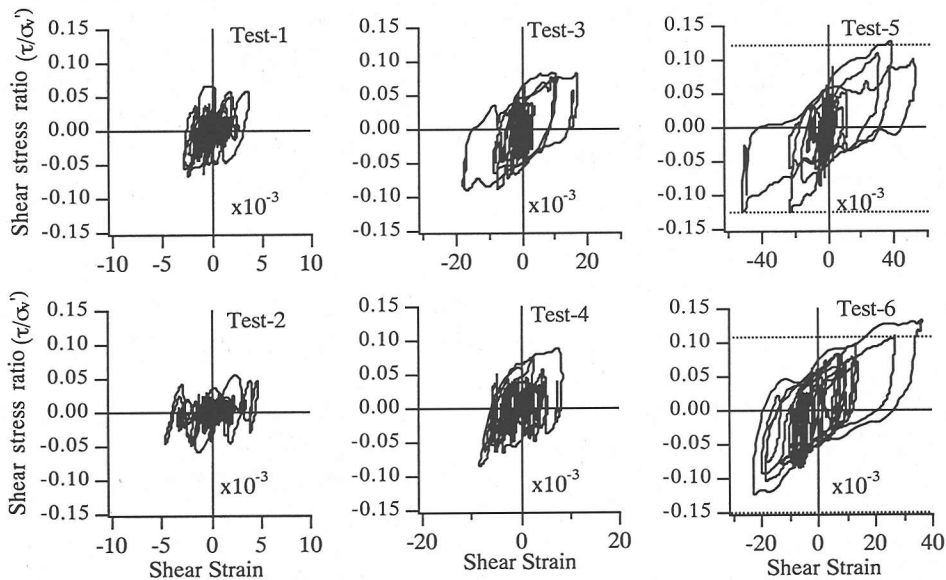


Fig.12 Shear stress ratio and shear strain relationships of soft clay layer.

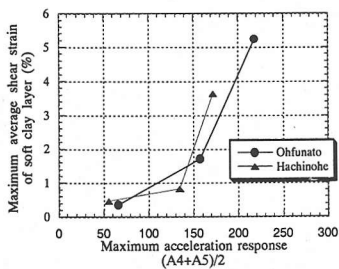


Fig.13 Maximum strain versus maximum acceleration.

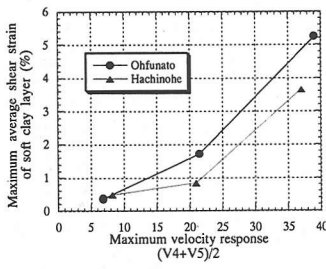


Fig.14 Maximum strain versus maximum velocity.

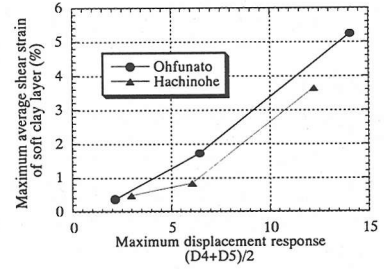


Fig.15 Maximum strain versus maximum displacement.

うな概念に基づき振動中の地盤に生じた平均的な応力とひずみの関係を求めるものである。すなわち、ある深さのせん断応力は地表からその深さまでの慣

性を積分することにより求め、平均的なひずみは深さ方向の隣り合うセンサーの捉えた相対変位をその距離で除すことにより求めるものである。



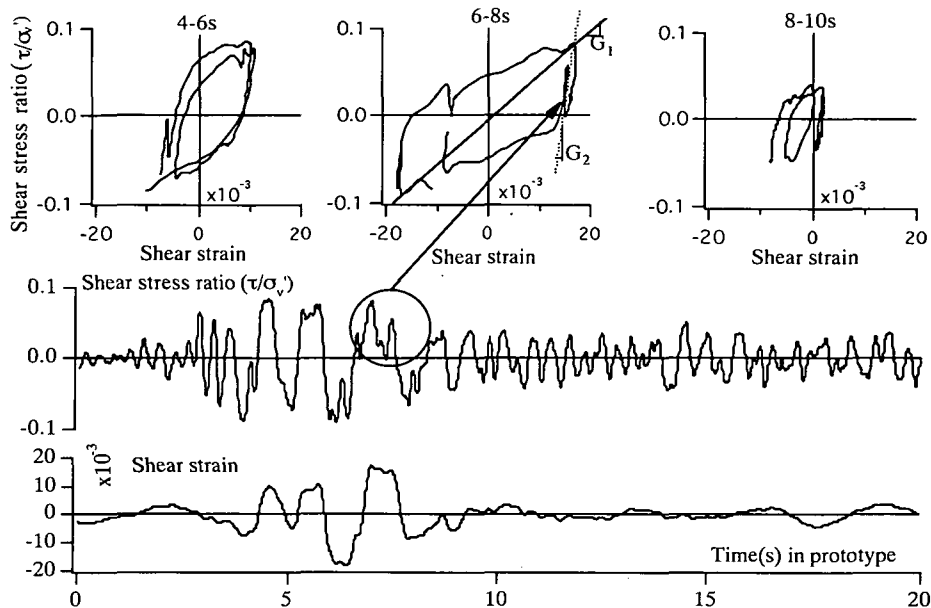


Fig.16 Stress strain time histories and the variation of its relationship with time.

### (1) 中間の粘土層の応力-ひずみ関係

Fig.12は、中間の粘土層に着目したとき、上記の方法で求められた粘土層の応力ひずみ関係を示したものである。図の縦軸は、粘土層中間点の初期有効上載圧で正規化している。粘土層の軟化はTest-1のひずみレベル( $10^3$ レベル)から現れており、Test-5,6に至ってはひずみは4-5%程度とになり、おおよそ動的荷重下で発揮できる最大の強度 (Test-5,6点線) に達していると思われる。また、この解析から粘土層に発生した最大ひずみと粘土層上下端の応答の平均値の関係をFig.13~Fig.15に示した。この図から、加速度応答が大きくなると急激にひずみが大きくなるのに対して、速度および変位応答はおおよそひずみに比例することがわかる。以上のことから、Fig.3に示したように上層の加速度応答が頭打ちになったのは、このような粘土層の履歴変形特性が大きく影響したためと考えられる。すなわち、中間の粘土層の降伏によってそれより大きなせん断力が上方に伝わらなくなったため上層の加速度応答が小さくなったと言える。

### (2) 粘土層の履歴変形特性とその周波数依存性

Fig.16は、Test-3における応力ひずみ関係の主要動部分4-10秒の経時変化を示したものである。この図から粘土層の履歴変形特性の経時変化が読みとれるが、時刻歴からは一見してひずみ波形は応力波形より短周期成分を含んでいないことがわかる。このこ

とは、粘土層の履歴変形特性が振動数に依存すると見なすこともできる。例えば、6-8秒における履歴ループの中で実物換算周期約2秒の大きなループ中やや小さな周期0.3-0.4秒のループが認められる (Fig.16中の円で示す部分)。小さなループの傾き (破線、傾き $G_2$ ) は大きなループの傾き (実線、傾き $G_1$ ) より大きくなっている。

今まで、粘性土のせん断剛性 $G$ や減衰定数 $h$ に代表される動的変形特性の周波数の影響に関しては、砂質土と同様に通常地震荷重で問題となる程度 (おおよそ0.1-10Hz) の周波数領域では、大きく影響を受けないとされてきた<sup>17),18),19)</sup>。これは、せん断ひずみ振幅が微小ひずみレベルから0.05%程度までの領域の結論である。したがって、動的変形特性を求めるための要素試験も、0.1-1Hzの間の周波数を用いることが圧倒的に多い<sup>20)</sup>。しかしながら、せん断ひずみレベルがそれより大きくなった場合の粘性土の動的変形特性に及ぼす周波数の影響に関する精緻な研究は、筆者らの知るかぎりところでは行われていない。これは、このひずみレベルよりも大きくなると、繰返しによる剛性低下が生じはじめ、定常な履歴ループを得ることが徐々に困難になるからであり、動的変形特性というよりむしろ、動的繰返し強度の問題になってくるためと考えている。その意味では、せん断ひずみが大きくなった場合の履歴変形特性の周波数依存性は、動的繰返し強度に対する載荷速度の影響として現れてくる。石原<sup>21)</sup>は、1分間の単調載荷に

よって求められた静的せん断弾性係数と0.1-0.25秒程度の載荷時間で得られた動的せん断弾性係数を比較して、粘性土の各ひずみに対応するせん断弾性係数を調べている。これによれば、せん断ひずみ1%では、動的せん断弾性係数は静的せん断弾性係数より50%ほど大きくなる。また、松井ら<sup>22)</sup>は飽和粘土の繰返し載荷試験における過剰間隙水圧挙動を載荷速度を変えて検討したが、同じせん断応力振幅に対する過剰間隙水圧の発生量は、同じ繰返し回数に対しては載荷速度が遅いほど大きな値になることを示している。これは、繰返しせん断時に発生する過剰間隙水圧応答の遅れを考慮した結論であり、載荷速度が早い方が剛性が大きくなることを説明するものと考えられる。また、一般に粘性土の強度はひずみ速度に依存する<sup>23)</sup>ことはよく知られており、基準などでは試験に用いるひずみ速度が規定されている。このような知見を総合すれば、粘性土に塑性変形を起こさせるようなせん断ひずみレベル0.1%程度以上から、粘性土の履歴変形特性の振動数依存性が現れてくることが推測される。

次に、Fig.16の上半分にしたような応力ひずみ関係だけを見て、振動数依存性を検討することは不適切であることは言うまでもない。なぜなら、同様な実験は、時間軸を伸ばしてゆっくりと行うことが可能であり、その場合小さなループの傾きが大きなループの傾きより小さいことは特異な現象とは言えないからである。例えば、ランダムな載荷に対する除荷・再載荷の履歴ルール<sup>24)</sup>は、しばしば非線形の時刻歴地震応答解析に使われるが、除荷時の傾きは初期剛性の傾きで行われ、再載荷時は直前に反転した点を目指して行くと言う取り扱い<sup>25)</sup>をすることが多い。この取り扱いが要素試験と矛盾しないことは、ある大きさの初期せん断をかけた状態からそれより小さな振幅のせん断をかけた時の剛性を吟味することにより確かめられている<sup>26),27),28)</sup>。したがって、振動数依存特性を吟味するためには、同じせん断応力履歴を異なる載荷速度で与え、ひずみ応答を比較検討するのが正当な方法であると考えられる。ちなみに、山口ら<sup>29)</sup>は、沖積粘土に対して神戸ポートアイランドの時刻歴から推定したランダムな応力時刻歴を用いて、載荷速度を変えた動的直接せん断試験を行っているが、載荷速度が速いほどせん断剛性が大きくなることを示している。

しかし、ここでは載荷速度を変えた実験結果が無いので、便宜的にFig.16のような時刻歴にバンドパスフィルターをかけて、各周波数領域ごとのせん断剛性のひずみ依存性を考察することとした。このような検討を行うのは、ひずみの発生に大きく寄与する

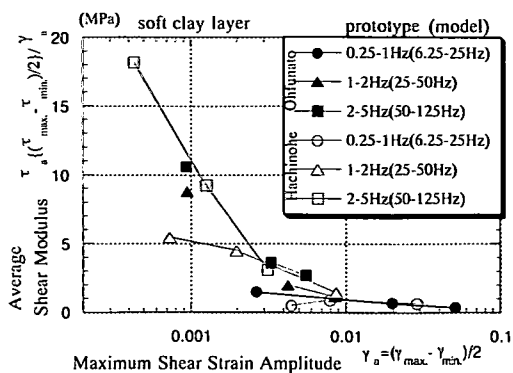


Fig.17 Average shear modulus dependency on frequency content.

振動数成分に加えて、より高周波で振幅レベルが低い波が伝播した場合の特性を分離する目的で行うものである。時刻歴を分割する周波数領域は、杉戸ら<sup>30)</sup>が行った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研究を参考にして決定している。Fig.17は、6ケースすべての応力とひずみの時刻歴にバンドパスフィルターをかけた時刻歴から得られたせん断ひずみと剛性の関係を示している。ここでの剛性とは、応力とひずみの時刻歴中の最大両振幅の半分を時刻歴中を代表的する振幅と考え、平均的な剛性として示した。図から、この平均的なせん断剛性のひずみ依存性が認められるが、その変化の様子は入力地震波形や振動数によって異なることがわかる。特に、同じひずみレベル、同じ入力地震波形で比較すれば、低い振動成分ほど剛性が小さい傾向が認められる。

この結果が有為であるか否かは、主観が入る余地があるので明確なコメントはできないが、高周波数のせん断ひずみを推定する際の過小評価の可能性もある。本研究で用いたせん断ひずみの推定方法は、センサーの設置間隔と波の波長に依存し、高い周波数の波ほどせん断ひずみが過小評価されることがわかっている。この点に関して著者らの過小評価量の算定方法<sup>15)</sup>によれば、センサー間隔が5cmのとき、100Hzの波が25m/sで伝播する場合、約1割の過小評価となる。この分の差を考慮しても、上記の傾向は依然として認められるように思われる。

なお、以上の結果は現在室内の繰返しせん断試験で取り扱っている10Hz以下、および共振せん断試験で取り扱う数百Hz以上の間に位置する周波数領域の結果であることも付記しておく。

## 6. 結論

本研究では、軟弱地盤の地震応答と被害の関係を明らかにするため、中間に軟弱粘土層を有する地盤の遠心振動実験を対象として、地盤の地震応答性状を検討した。得られた結論を要約すると以下のとおりである。

- 1) 軟弱地盤を想定した粘土層が、強震時に著しい剛性低下を起こすことによって、粘土層より上方の地盤の加速度応答が小さくなる現象を確認できた。したがって、軟弱地盤の強震時における地震応答加速度が、比較的硬い地盤のそれより小さくなることが実験室レベルで確認できたことになる。また、振動実験結果から、直接求めた粘土層の応力ひずみ関係から、各振動数領域のせん断剛性を検討したところ、粘土層の履歴変形特性が地盤の地震応答に大きく影響したことがわかった。
- 2) しかし、速度応答と変位応答にはそのような傾向は見られなかった。したがって、非線形化の進んだ地盤において、地表の地震観測記録を用いて地盤に入射した入力地震力を議論する場合には、最大加速度よりも、非線形化の影響を受けにくい最大速度や最大変位を用いる方が適切であると考えられる。
- 3) 地表面の応答波形を用いて応答スペクトルを計算し比較したところ、0.4~0.6sの固有周期を持つ構造物にとっては、軟弱地盤の非線形化は免震的な作用を持つが、その周期帯を外れる構造物に対しては、免震的な効果は期待できないことがわかった。これは、全ての上部構造物に対して、地盤の最大加速度応答が小さいことを持って、入力地震力が小さくなったとは言えないことを意味している。
- 4) したがって、地震動の強さや設計入力地震動を考える場合、最大加速度ではなく地震動の周期特性により注意が払われるべきであることを改めて示すものとする。
- 5) 振動実験結果から直接求めた粘土層の応力ひずみ関係から、履歴変形特性の周波数依存特性を検討したところ、若干の周波数依存性が認められた。

謝辞：本研究で対象とした実験は、運輸省港湾技術研究所で実施されたものである。実験に際しては、土質部地盤改良研究室の方々にお世話になりました。また、村上幸博研究官（現、運輸省第二港湾建設局）には、模型地盤の作成にあたり多大のご苦勞をかけました。東北工業大学・神山真先生には、応答スペクトルの計算など教示いただきました。ま

た、本研究は文部省科学研究費・総合研究(A)「軟弱地盤における地震動の増幅機構と被害の発生メカニズムに関する研究（研究代表者：伯野元彦先生・東畑郁生先生）」での議論が端緒となりました。関係各位に、お礼を申し上げます。

## 参考文献

- 1) 平成5年釧路沖地震災害調査報告書，土質工学会，1994年10月。
- 2) 平成6年三陸はるか沖地震災害調査報告書，土質工学会，1996年10月。
- 3) Trifunac, M.D. and Todorovska, M.I.: Nonlinear soil response - 1994 Northridge, California, Earthquake, *J. of Geotech. Engrg. Div., ASCE*, Vol.122, No.9, 1996.
- 4) Proc. of the Internat. Workshop on site response subjected to strong earthquake motions, organized by PHRI, Vol.1,2, 1996.
- 5) Ejiri, J., Sawada, S., Goto, Y. and Toki, K. : Peak ground motion characteristics, special issue on geotechnical aspects of the January 17 1995 Hyogoken-Nanbu Earthquake, *SOILS & FOUNDATIONS*, pp.7-13, 1996.
- 6) 稲富隆昌他：1993年北海道南西沖地震による港湾施設被害報告，港湾技研資料，No.791, 449p., 1994.
- 7) 軟弱地盤における地震動増幅シンポジウム発表論文集，委員会報告，土質工学会，p.1, 1994年10月。
- 8) 足立紀尚：阪神・淡路大震災に学ぶ地盤工学の課題，土と基礎，Vol.44, No.2, pp.3-6, 1996.
- 9) Inatomi, T., Kazama, M., Noda, S. and Tsuchida, H.: Centrifuge dynamic model tests in PHRI, *Proc. of the 21st. Joint Meeting of U.S.-Japan Panel on Wind and Seismic Effects*, US/JAPAN Natural Resources Conference, pp.181-192, 1989.
- 10) Housner, G. W : Behaviour of structures during earthquakes, *Proc. of ASCE, EM4*, pp.109-129, 1959.
- 11) 小林啓美，長橋純男：重層建築物の耐震設計を対象とした地震動の強さを評価する簡易な尺度としての地震動最大振幅，日本建築学会論文報告集，第210号，pp.11-22, 1973.
- 12) 後藤洋三：木造家屋被害・液状化被害と地盤震動，軟弱地盤における地震動増幅シンポジウム発表論文集，委員会報告，pp.122-125, 土質工学会，1994年10月。
- 13) Koga, Y. and Matsuo, O. : Shaking table tests of embankments resting on liquefiable sandy ground. *SOILS AND FOUNDATIONS*, Vol.30, No.4, pp.162-174, 1990.
- 14) Zeghal, M. and A.-W. Elgamal : Analysis of site liquefaction using earthquake records, *J. of Geotech. Engrg. Div., ASCE*, Vol.120, No.6, pp.996-1017, 1994.
- 15) 風間基樹，豊田浩史，東畑郁生，柳澤栄司：遠心振動実験から求めた砂地盤の応力ひずみ関係，土学会論文集，No.535/Ⅲ-34, pp.73-82, 1996.
- 16) 風間基樹，柳澤栄司，稲富隆昌，菅野高弘，稲垣紘史：アレー観測記録から推定した神戸ポートアイランドの地盤の応力-ひずみ関係，土学会論文集，No.547/

III-36, pp.171-182, 1996.

- 17) 土質工学会編, 土質基礎工学ライブラリー24, 土質地盤工学, p.45, 1983.
- 18) 佐々木 康, 岩崎敏男: 地震応答解析のための土の動的性質, 2.土の動的性質, 土と基礎, 講座, Vol.33, No.11, pp.85-91, 1985.
- 19) 原 昭夫: 地盤の動力学的性質とその応用, 第2回地盤震動シンポジウム資料集, pp.33-39, 日本建築学会, 1973.
- 20) 粘性土の動的性質に関するシンポジウム発表論文集, 委員会報告, pp.27-28, 1995.
- 21) 石原研而: 土質動力学の基礎, 鹿島出版会, 1976.
- 22) 松井 保, 小原秀夫, 伊藤富雄: 飽和粘土の力学特性に及ぼす動的応力履歴の影響, 土木学会論文報告集, 第257号, pp.41-51, 1977.
- 23) Richardson, A. W. and Whitman, R. V. : Effect of strain rate upon undrained shear resistance of a saturated remoulded fat clay, *Geotechnique*, Vol.13, No.4, pp.310-324, 1963.
- 24) Jennings, P. C. : Periodic response of a general yielding structure, *Proc. of ASCE*, Vol.90, EM2, pp.131-163, 1964.
- 25) 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), pp.247-250, 技報堂出版, 1981.
- 26) Hardin, B. O. and Drnevich, V. P. : Shear modulus and damping in soils, *J. of Soil Mechanics and Foundations Div., ASCE*, Vol.98, SM7, No.6, pp.667-692, 1972.
- 27) Tatsuoka, F., Iwasaki, S., Fukushima, S. and Sudo H. : Stress conditions and stress histories affecting shear modulus and damping of sand under cyclic loading, *SOILS AND FOUNDATIONS*, Vol.19, No.2, pp.29-43, 1979.
- 28) 杉戸真太, 清水義治, 安田 進, 増田民夫: 地盤震動解析法の高精度化に関する研究—周波数依存型等価ひずみによる等価線形手法の検討—, 第9回日本地震工学シンポジウム論文集, Vol.1, pp.367-372, 1994.
- 29) 山口 晶, 風間基樹, 柳澤栄司: 1995年兵庫県南部地震における神戸ポートアイランド沖積粘土層の変形挙動の再現, 土木学会第51回年次学術講演会講演概要集, 3-B, pp.150-151, 1996.
- 30) 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.

(1997.1.13 受付)

## NONLINEAR EFFECT OF SOFT CLAY LAYER ON THE SEISMIC RESPONSE OF SURFACE GROUND

Motoki KAZAMA, Eiji YANAGISAWA and Takamasa INATOMI

It is well known that the acceleration response of the soft ground subjected to strong earthquake motion will be small due to softening of the ground. However this is inconsistent with the facts that the larger the earthquake damage is on the softer ground. In order to study the relationship between the seismic response of the ground and the earthquake damage, we performed centrifuge model vibration tests by using one dimensional shear column. The surface ground response is the input motion to super structures as well as the output response of the surface ground. From first point of view, it is found that soft ground plays an isolation role on short period super structure. From the second point of view, we have studied the frequency dependency of the shear stiffness of soft clay layer.