

# 複合する非線形条件下における大型基礎の 周波数応答特性に関する実験的研究

齊藤正人<sup>1</sup>・池亀真樹<sup>2</sup>・棚村史郎<sup>3</sup>・渡邊啓行<sup>4</sup>

<sup>1</sup>正会員 博(工) 埼玉大学助手 工学部建設工学科(〒338-8570 埼玉県さいたま市桜区下大久保 255)

E-mail:saity@post.saitama-u.ac.jp

<sup>2</sup>正会員 復建エンジニアリング 第2技術部(〒104-0061 東京都中央区日本橋堀留町 1-11-12)

<sup>3</sup>正会員 鉄道総合技術研究所 鉄道技術推進センター(〒185-8570 東京都国分寺市光町 2-8-38)

<sup>4</sup>フェロー会員 工博 埼玉大学教授 工学部建設工学科(〒338-8570 埼玉県さいたま市桜区下大久保 255)

大型基礎-地盤-上部構造物系の周波数応答特性を評価することは、共振現象の可能性を予測するなど、耐震設計上非常に重要である。しかし強震時には、表層地盤のひずみ依存性、また基礎近傍においては、滑りや剥離、地盤の局所的破壊が生じることが予想される。こうした条件下において、系の周波数応答特性は如何なる影響を受けるのだろうか？本研究では模型振動実験を実施し、複合する非線形条件下での系の周波数応答特性を把握した。その結果、大型基礎-地盤系の非線形化により、連成系における上部構造物の卓越振動数の低下度合いが、微小変形時に比べて倍以上に増加する可能性を確認した。また、主体となる振動モードの違いが、非線形化の発生機構とその程度に大きな違いを生じさせることが明らかとなった。

*Key Words: embedded foundations, nonlinear conditions, dynamic interactions, vibration test*

## 1. はじめに

基礎-地盤-上部構造物系の周波数応答特性を適切に把握することは、耐震設計を遂行する上で非常に重要である。例えば、対象構造物と、これを支持する表層地盤との共振現象について検討する際には、系全体の周波数応答特性を評価せずに、これを議論することは容易ではない。基礎-地盤-上部構造物系の周波数応答特性に関しては、これまで幾多の研究者により理論的、解析的、あるいは実証的研究が実施されてきた<sup>1)~5)</sup>。その結果、現在では、地盤、基礎、構造物間の力のやり取り、つまり動的相互作用に関して、その物理現象が解明されると共に、定量的な評価手法も多岐に亘り提案されるに至った。この中でも、特に工学的に留意しなければならない周波数応答特性は、上部構造物の卓越周期の長周期化と応答倍率の低下である。つまり、支持される地盤が堅固であるか、あるいは軟弱であるかという違いによって、上部構造物の卓越振動数は著しくその低下度合いを異にする。そのため、上述した表層地盤

と構造物との共振現象が生じるか否かは、系内に生じる動的相互作用の影響を踏まえた周波数応答特性から判断されるべきものである。

既往の研究により、上部構造物の長周期化は、それを支持する基礎-地盤系の柔性に起因し、応答倍率の低下については、地盤への逸散減衰効果や、基礎の入力損失効果によることが明らかにされている。また、田治見<sup>6)</sup>、土岐・小松<sup>7)</sup>、原田ら<sup>8)</sup>による研究のように、深い根入れのある円筒基礎のロッキングインピーダンスの特性や、原田ら<sup>9)</sup>や齊藤ら<sup>10)</sup>のように有効入力動の特性を定量的に評価することが可能である。更に、Kaynia and Kausel<sup>11)</sup>の研究に見られるように、群杭基礎という複雑な連成系に対しても、杭頭インピーダンスなどを高精度に把握することができる。このように現在では、動的相互作用に関する定量的な評価法を用いることにより、基礎-地盤-上部構造物系の連成振動を適切に評価し、系の周波数応答特性を十分な精度で把握することが可能である。

しかし、こうした研究成果の多くは、系がおよそ

微小変形時にあることを前提としたものであり、今日の耐震設計で考慮されるL2地震動が作用した状況での連成挙動に直接対応した検討ではないと思われる。つまり、L2相当の地震が系に作用した場合には、基礎を支持する表層地盤では、基礎層からの地動入力によりせん断変形が生じ、土材料のひずみ依存性に伴う剛性低下や減衰増加が生じると考えられる。また基礎近傍の地盤では、局所的な破壊が進行すると共に、基礎と地盤の境界部では滑りや剥離といった境界非線形性が現れることが十分に予想される。こうした非線形性が周波数応答特性に及ぼす影響に関して、先駆的な研究が田蔵<sup>12)</sup>によって実施されている。この中で著者は、群杭基礎構造物を対象とした大型振動台による模型振動実験を実施し、地盤の非線形性が系の周波数応答特性に及ぼす影響について検討している。そして、調和スイープ加振から得られた共振曲線に基づく考察により、入力振幅を増加させると、地盤が主体となる振動モードと、上部構造物が主体となる振動モードでは、非線形化に伴う卓越振動数と応答倍率の低下度合いが異なることを明らかにした。そして著者は、このキネマティック相互作用とイナーシャル相互作用に支配される地盤の非線形地震応答特性に大きな違いが生じることについて、地盤の非線形応答に伴う杭基礎構造物の地震時挙動を論ずる上で、きわめて重要な点であると指摘している。

しかし、こうした非線形条件下における動的相互作用の研究は、施工実績の多い杭基礎構造物を対象とする傾向が強く、ケーソン基礎等の大型基礎を対象とした研究は、あまり実施されていない<sup>13)</sup>。そのため、大型基礎-地盤-上部構造物系の周波数応答特性が、非線形条件下において如何なる特性を呈するのか未だ明らかにされていないのが現状である。1999年の集集地震の被害事例<sup>14)</sup>に見るように、ケーソン基礎が転倒し、落橋する等の甚大な被害が生じていることを鑑みれば、強震動における非線形化の影響を踏まえた大型基礎構造物の周波数応答特性を把握することは、今後の耐震設計を考える上で非常に重要であり、また急務であると考えられる。

そこで本研究では、大型円筒基礎に支持される上部構造物を対象に、大型振動台を用いた模型振動実験を実施し、上述した非線形化が大型基礎-地盤-上部構造物系の周波数応答特性に及ぼす影響の把握を試みた。本実験では、湿潤砂を用いて模型地盤を作成し、表層地盤のせん断変形に伴うひずみ依存性、基礎近傍地盤の局所的破壊、また基礎と地盤の境界非線形性を再現した。本実験は、定常加振入力によ

表-1 香川<sup>15)</sup>、国生・岩楯<sup>16)</sup>による相似則に基づく1/40スケール実験模型の諸元一覧

物性	相似則	物性値			
		実寸値	目標値	再現値	
表層地盤	層厚 (m)	$\lambda$ (0.026)	17.00	0.43	0.43
	密度 ( $t/m^3$ )	$\eta$ (0.761)	1.80	1.37	1.47
	1次卓越振動数 (Hz)	$\eta^{-1/2} \lambda^{-3/4}$	2.68	44.5	44.5
	せん断弾性波速度 (m/s)	$\eta^{-1/4} \lambda^{1/4}$	182.45	76.54	76.54
基礎層	層厚 (m)	$\lambda$	7.69	0.20	0.20
	密度 ( $t/m^3$ )	$\eta$	2.0	1.52	1.63
	せん断弾性波速度 (m/s)	$\eta^{-1/4} \lambda^{1/4}$	400.0	170.79	171.0
円筒基礎	長さ (m)	$\lambda$	17.00	0.43	0.43
	直径 (m)	$\lambda$	11.00	0.29	0.35
	壁厚 (m)	$\lambda$	0.80	0.02	0.02
	ヤング率 ( $kN/m^2$ )	$\eta^{1/2} \lambda^{1/2}$	$2.50 \times 10^7$	$3.47 \times 10^6$	$3.00 \times 10^6$
	質量 (t)	$\eta \lambda^3$	3840.3	0.0507	0.0412
円形頂版・底板	直径 (m)	$\lambda$	13.85	0.35	0.35
	板厚 (m)	$\lambda$	0.80	0.02	0.02
	ヤング率 ( $kN/m^2$ )	$\eta^{1/2} \lambda^{1/2}$	$2.50 \times 10^7$	$3.47 \times 10^6$	$3.00 \times 10^6$
上部構造物	質量 (t)	$\eta \lambda^3$	5000	0.0661	0.06
	1次卓越振動数 (Hz)	$\eta^{-1/2} \lambda^{-3/4}$	2.25	37.3	38.0

る共振実験であり、入力レベルを変化させることで、模型内部に生じる非線形化の程度に違いを持たせた。本実験から得られた共振曲線により、非線形化の進行に伴う系の卓越振動数とその応答倍率の特性について評価した。その結果、大型基礎-地盤系の非線形化により、連成系における上部構造物の卓越振動数の低下度合いが、微小変形時の低下度合いと比較して、倍以上に増加する可能性があることを確認した。また応答倍率に関しても、非線形化により著しく減少することが明らかとなった。さらに本研究では、卓越する振動モードの違いが非線形化の進行程度に与える影響について検討した。その結果、上部構造物を主体とする振動モードでは、表層地盤を主体とする振動モードに比べて、基礎近傍地盤の塑性化と、基礎と地盤との境界部における剥離現象の進行が著しいことを明らかにした。加えて、基礎と地盤の境界部に生じる剥離領域の形成メカニズムは、卓越する振動モードによって、大きな違いが生じることを解明した。

## 2. 複合する非線形条件下での大型基礎-地盤-上部構造物の模型振動実験

### (1) 実験装置と模型の特性

本実験で対象とした大型円筒基礎はニューマチックケーソン基礎である。ケーソン基礎が埋設された地盤の平均的地質は、せん断弾性波速度が400m/s程度の厚い洪積層の上に厚さ17m相当の沖積層が堆積した構造であり、地盤の平均せん断弾性波速度は約182m/s、単位体積密度は1.8t/m<sup>3</sup>である。地盤と基礎の詳しい諸元を表-1(実寸値)に示す。実験は力の比を一定とした香川<sup>15)</sup>、国生・岩楯<sup>16)</sup>の相似則を

用いた。地盤と基礎諸元を 1/40(詳しくは 0.026)スケールで作成した(表-1)。ここで、表中の目標値とは、実寸値を基準に相似則から求めた模型諸元の計算値であり、再現値とは、本実験で使用した実模型の諸元を示している。この相似則では、実物と模型の加速度比は 1 である。また相似則によれば、実地盤に生じるひずみは、模型で生じるひずみのおよそ 7 倍 ( $1/\sqrt{\eta\lambda} = 6.96$ ) である。以下で述べる実験結果の評価では、地盤のひずみレベルが非線形性の評価指標の一つとなるので、実験値に実換算値を併記することにした。模型地盤材料は岐阜砂を用い、表層地盤、基盤層共に湿潤状態で使用した(含水比  $w = 8\%$ )。岐阜砂の真比重、平均粒径、均等係数はそれぞれ、 $G_s = 2.643$ ,  $D_{50} = 0.337\text{mm}$ ,  $U_c = 1.59$  である。この岐阜砂については、著者の一人が多種の間隙比と低拘束圧を組み合わせた条件下で動的中空ねじれ試験を行い、各条件下での構成関係式を定式化<sup>17)</sup>している。これらの中から、本実験の模型地盤に最も適した等価せん断弾性係数  $\mu$  ( $\mu_0$  は初期せん断弾性係数) と等価減衰定数  $h$  のせん断ひずみ  $\gamma$  に対する関係を示しておく。

$$\frac{\mu}{\mu_0} = \frac{4.52 \times 10^{-4}}{4.52 \times 10^{-4} + \gamma} \quad (1a)$$

$$h = 0.40 \times \frac{\gamma}{4.52 \times 10^{-4} + \gamma} \quad (1b)$$

また、衝撃試験(土槽底面からゴムハンマーでパルスを入力し、地表面で得られた加速度応答波形のフーリエ振幅スペクトルから、卓越振動数を計測する方法)を数回実施し、1/4 波長則に基づいて表層地盤の初期せん断弾性波速度を求めた結果、平均値としておよそ 77m/s が得られた。表層地盤を湿潤状態にした理由は、本実験では前述した基礎と地盤間の境界非線形性を生じさせる必要があり、地盤自身が自立高さを保有しなければこうした非線形現象は生じ難い。そこで表層地盤を湿潤状態にして、地盤に見かけ上の粘着力を持たせることで、自立高さを確保させたのである。本実験では、実験終了後の地盤の切り出し試験において、表層厚さ( $H = 0.43\text{m}$ )に亘り自立することを確認した。模型地盤の作成では、後述するせん断土槽内において、基盤層については土槽底から厚さ 0.2m で、相対密度  $D_r = 0.925$  で締め固め、表層地盤については地盤厚さ 0.05m 毎に相対密度  $D_r = 0.50$  で締め固めた。

ケーソンく体模型には、中空円筒形に加工したア

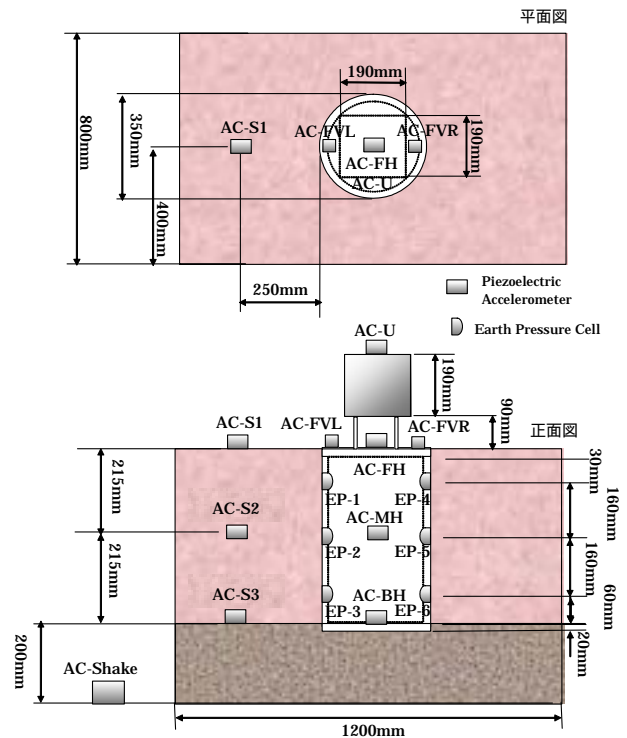


図-1 実験模型とセンサー配置

クリル板を用いた。アクリル材の単位体積密度は  $1.19\text{t/m}^3$  である。このく体と同じくアクリル材で作成した円形の頂版と底板を螺子止めした。基礎模型内部には、袋詰めした砂を内部で固定することで、内部土相当の質量を考慮した。上部構造物は、2枚の鋼製板の一端部と立方体に加工した鉄塊とを剛接し、鋼製板の他端を、矩形に加工した鋼製板を介してフーチングに螺子止めして作製した。この上部構造物の模型を直接振動台に固定して共振実験を実施した結果、1次固有振動数  $f_s$  が 37.0Hz、また卓越振動数での応答倍率  $M$  を用いて  $1/2M$  により評価した等価減衰定数  $h_s$  は 0.027 ( $M = 18.6$ ) となった。これら模型を油圧サーボ型振動台(寸法 1.8m×1.8m、最大変位 50mm、最大速度 0.3m/s、振動数範囲 1~120Hz)の上で水平に加振した。このせん断土槽は 16枚の軽量形鋼矩形枠をボールベアリングを介して重ねその内壁と外壁にゴム膜を貼ったものである。土槽の内方寸法は長さ 1.2m、幅 0.8m、深さ 0.96m であり、土槽単体の固有振動数は 1.6Hz である。

## (2) 実験方法および実験ケース

本実験では、基盤入力を正弦波入力とした共振実験を実施した。共振実験を採用した理由は、これまで非線形化に伴う系の周波数応答特性に関して、その基本的な動特性が明らかにされていないことから、直接的な定常加振入力による検討を先行して実施す

る必要があると考えたからである．確かに，実地震動を入力して，そこから得られる応答波形を振動数領域に変換し，基盤入力に対する振幅比を取れば，系の周波数応答特性を評価することは可能である．また実際の挙動は，実地震動入力に対応した特性であることは明らかである．しかし，本実験のように系が著しく非線形化する場合には，複雑な位相情報を含む非定常な実地震動が原因で，観測する時間帯が異なると，その周波数応答特性が大きく異なるといった煩雑な観測状況が予想される<sup>18)</sup>．こうした理由により，本研究では，時間領域を介すことなく，振動数領域において直接的に系の周波数応答に関する基本的特性を把握できる共振実験を採用したのである．ただし，実地震動入力による検討は必要不可欠であり，今後更に検討を進める予定である．

本実験では図-1 に示すように，加速度計を振動台に1箇所(AC-SHAKE) 地盤内3箇所(上層から AC-S1, AC-S2, AC-S3)，基礎内部と基礎天端に水平用3箇所(AC-BH, AC-MH, AC-FH)，回転加速度計測用に2箇所(AC-FVL, AC-FVR)，また上部構造物天端に1箇所(AC-U)を設置し計測を行った．加速度計には容量5Gのボックス型加速度計を用いた．また基礎側壁の作用土圧を計測するために，図-1 に示すように加振面位置に土圧計を6箇所(EP-1からEP-6まで)設置した．土圧計にはシリコンオイルを圧力媒体とした拡散型半導体圧力変換器(容量50kN/m<sup>2</sup>)を用いた．また，地盤と土圧計の接触状態を向上させるため，受圧面を側壁外部に0.5mm程度張り出した状態で固定した．この土圧計測により，剥離の有無や有効抵抗土圧力度などの境界非線形性と局所的非線形性の特性を把握した．また本実験では，上述した加速度計設置箇所の加速度応答を，加振振動数毎の共振実験から記録し，記録波形に加振振動数を中心としたバンドパスフィルター(0.95 ≤ f/f<sub>0</sub> ≤ 1.05 : f<sub>0</sub>は加振振動数)をかけた後，その最大振幅を基盤入力加速度振幅(AC-SHAKE)で除して，共振曲線を作成した．ただし応答波形は，系の応答が十分に定常状態であることを確認した後に記録していることを加筆する．本実験では，全振動数に亘る1つの共振曲線を作成する際に，基盤入力の加速度振幅を常に同じ値とした．そして本実験の主題である複合した非線形性のレベルの違いを表現するために，入力レベルを20, 50, 100, 200, 300そして400Galと変化させた計6ケースの共振実験を実施し，それぞれの共振曲線を求めた．

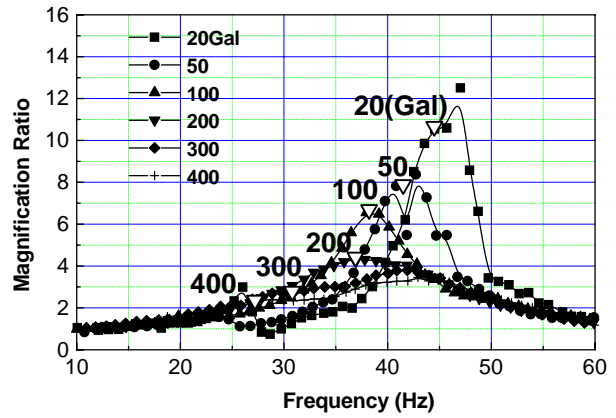


図-2 入力レベルの違いによる表層地盤の共振曲線の変化特性(共振点)

表-2 入力レベルの違いによる表層地盤に生じる平均ひずみと等価せん断弾性係数・等価減衰定数の一覧

入力加速度 (m/s <sup>2</sup> )	0.20	0.50	1.00	2.00	3.00	4.00
1次卓越振動数 (Hz)	44.5	41.5	38.2	36.9	30.8	27.2
平均ひずみ $\gamma$	$2.13 \times 10^{-5}$	$7.72 \times 10^{-5}$	$1.50 \times 10^{-4}$	$2.80 \times 10^{-4}$	$7.30 \times 10^{-4}$	$1.04 \times 10^{-3}$
等価せん断弾性係数 (kN/m <sup>2</sup> )	$8.58 \times 10^3$	$7.47 \times 10^3$	$6.33 \times 10^3$	$5.90 \times 10^3$	$4.11 \times 10^3$	$3.21 \times 10^3$
等価減衰定数 $1/2M$	0.047	0.064	0.075	0.113	0.180	0.211

表-3 入力レベルの違いによる上部構造物主体の卓越振動数と等価減衰定数の値と変化率の一覧

入力加速度 (m/s <sup>2</sup> )	基部固定	0.20	0.50	1.00	2.00	3.00	4.00
卓越振動数 $f_s$ (Hz)	37.0	26.5	24.7	20.6	13.8	10.9	8.8
連成系 $f_s /$ 基部固定 $f_{s0}$	1.00	0.72	0.67	0.56	0.37	0.29	0.24
等価減衰定数 $h_s /$ 基部固定 $h_{s0}$	0.027	0.024	0.031	0.073	0.142	0.196	0.218
連成系 $h_s /$ 基部固定 $h_{s0}$	1.00	0.89	1.15	2.70	5.26	7.26	8.07

### (3) 周波数応答特性

図-2 には，入力加振レベル毎の表層地盤(AC-S1)の基盤入力(AC-SHAKE)に対する共振曲線を示す．また表-2 には，これら共振曲線から求めた表層地盤の1次卓越振動数と，基盤層上面から地表面までの表層厚さ  $H$  で，その間に生じる相対変位の最大振幅を除いた平均ひずみ  $\gamma$  を示す．ここで，表層地盤の1次卓越振動数は，基盤入力に対する表層地盤の加速度応答の位相差が90度となる振動数を算定することにより定めた．また卓越振動数から1/4波長則を用いて求めた表層地盤の等価せん断弾性係数  $\mu_e$ ，卓越振動数での応答倍率  $M$  を用いて  $1/2M$  により評価した等価減衰定数  $h_e$  を同時に示す．表-2 によれば，入力加振レベルが大きくなるに従い，卓越振動数が

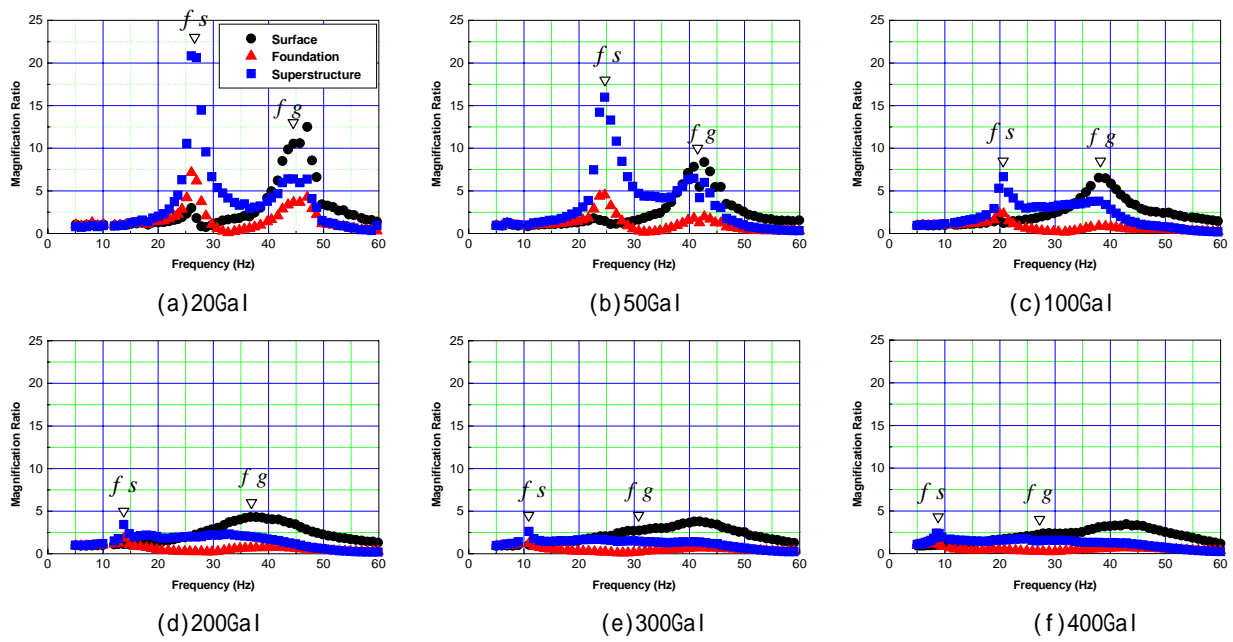
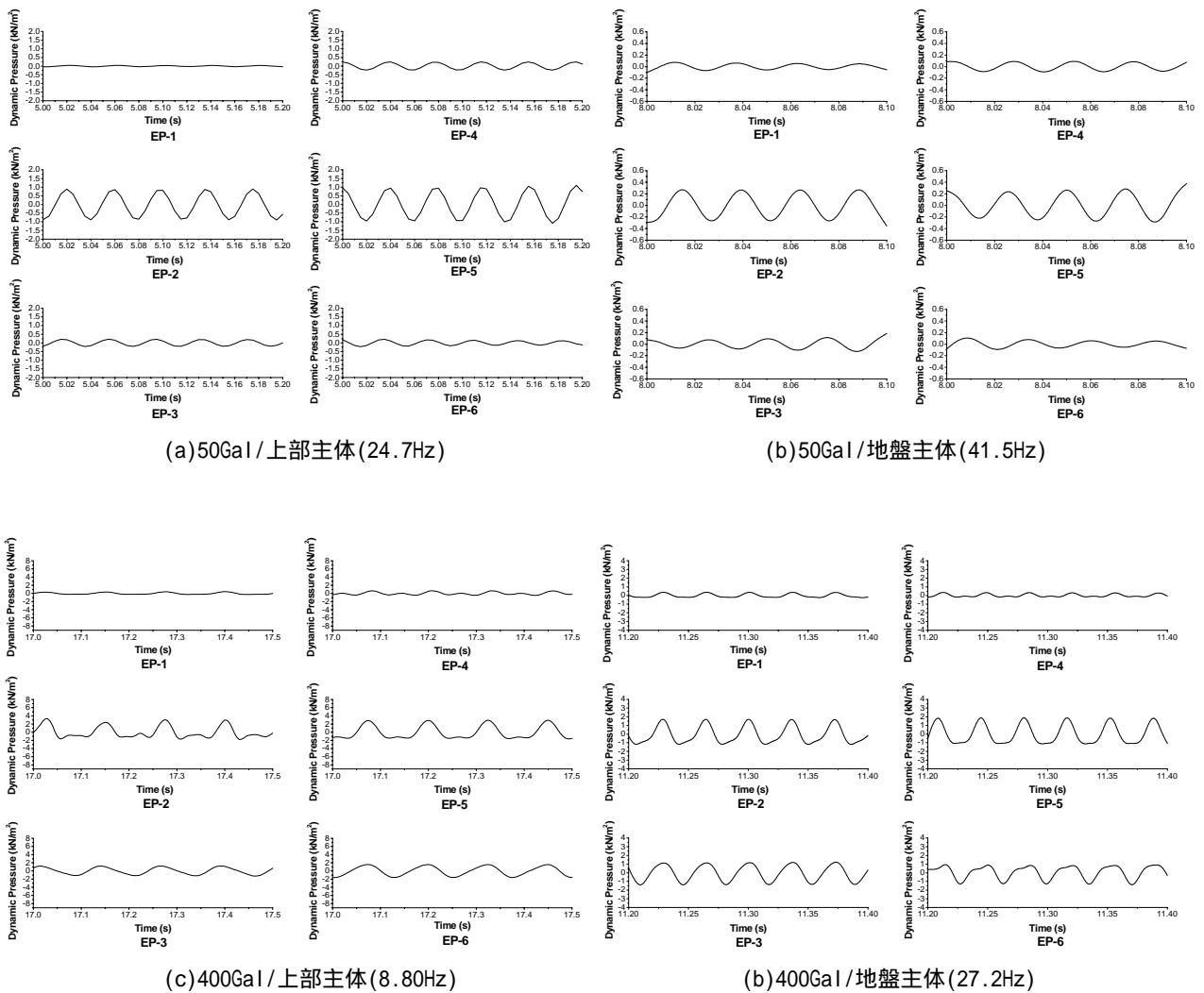


図-3 模型振動実験から得られた入力レベルの違いによる地表面，基礎天端，上部構造物の基盤に対する共振曲線(  $f_s$  は卓越振動数)



(a) 400Gal / 上部主体 (8.80Hz)

(b) 400Gal / 地盤主体 (27.2Hz)

図-4 基礎側壁に作用する動土圧の時刻歴応答波形

徐々に低下し、表層地盤に生じる平均ひずみ $\gamma$ は、20Gal 入力のケースで  $2.13 \times 10^{-5}$  (実換算値で  $1.49 \times 10^{-4}$ ) の微小ひずみであったものが、400Gal のケースでは  $1.04 \times 10^{-3}$  (実換算値で  $7.27 \times 10^{-3}$ ) まで増幅していることがわかる。このひずみ振幅の増加に伴い、等価せん断弾性係数  $\mu_e$  は、初期の等価せん断弾性係数(20Gal 入力)に対し、400Gal のケースではおよそ 0.33 倍まで低下し、また等価減衰定数  $h_e$  については、初期値(0.047)に対して 400Gal のケースではおよそ 4.5 倍(0.211)まで増加した。これら表層地盤の剛性低下と減衰増加は、明らかにひずみ依存性の特性である。

図-3 に、入力加振レベル毎の表層地盤(AC-S1)、基礎天端(AC-FH)、また上部構造物天端(AC-U)の基礎入力(AC-SHAKE)に対する共振曲線を示す。また非線形化の進行に伴い変化する上部構造物を主体とする 1 次卓越振動数  $f_s$  と等価減衰定数  $h_s$  について、上部構造物の基部を完全固定したときの卓越振動数 37.0Hz ( $f_{s0}$ ) と等価減衰定数 0.027 ( $h_{s0}$ ) に対する比を取り、これを変化率と定義した。表-3 にその計算結果を示す。また図-4 には、50Gal と 400Gal の 2 ケースにおける側壁動土圧の時刻歴波形を例示する。ここで、動土圧は圧縮を正、引張を負で表している。更に、入力加振レベル毎の基礎回転加速度  $\phi$  (AC-FVL から AC-FVR を差し引き、基礎直径で除した値)に上部工高さ  $L$  (基礎天端から上部構造物天端までの距離で 0.18m) を乗じ、基礎入力  $u_g$  (AC-SHAKE) で除した値(基礎回転動に関する共振曲線)を図-5 に示す。

始めに、基礎入力振幅が 20Gal のケース(図-3(a)) について、基礎-地盤-上部構造物系の共振曲線を観察してみる。26.5Hz ( $f_s$ ) には、上部構造物が主体となる卓越振動モード(全体系 1 次モード)が、また上述したように、44.5Hz ( $f_g$ ) には表層地盤を主体とする卓越振動モード(全体系 2 次モード)が現れている。このとき表層地盤には、 $2.13 \times 10^{-5}$  (実換算値で  $1.49 \times 10^{-4}$ ) の微小ひずみが生じている。また図-4 に示すように、50Gal 以下のケースでは、いずれの卓越振動数においても、動土圧波形は正弦波形を示すことから、基礎側壁と地盤間の剥離は生じていないと判断される。ここで、剥離の有無の判断は、図-4 の 400Gal 入力のケースに見られるように、側壁動土圧の時刻歴波形が正弦波形状ではなく、引張側でフラットな直線区間、つまり土圧が作用していない状態が確認できた場合に、剥離が生じたものと判断する。ただし本実験では、基礎模型を地中に埋設した後に土圧計の目盛を零に調整したため、剥離

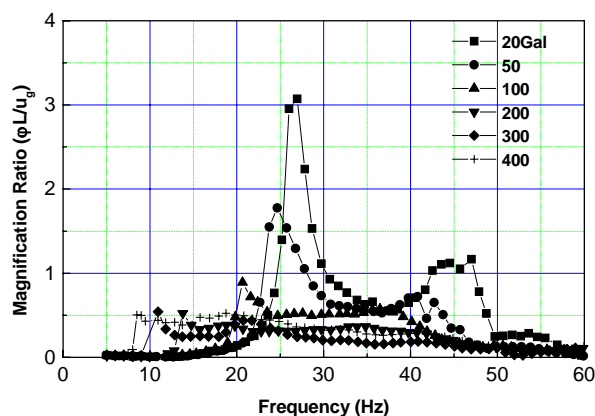


図-5 模型振動実験から得られた入力レベルの違いによる基礎の回転運動に関する共振曲線

した直線区間においても、見かけ上、土圧が作用しているように見える。この微小変形時において、連成振動に起因する上部構造物の卓越振動数の低下率は、基部を固定した場合と比較して、0.72 倍 ( $f_s/f_{s0}$ ) となっている。また、等価減衰定数については、基礎-地盤系と連成振動することにより、基部固定時よりもその値が 0.89 倍 ( $h_s/h_{s0}$ ) と減少していることがわかる。前者の卓越振動数の低下については、前述したように良く知られている動的相互作用の一つであり、基礎-地盤系の柔性に起因する特性である。しかし後者に関する応答特性については、地盤の粘性減衰や逸散減衰効果により、一般に等価減衰定数は増加する傾向にある。系の等価減衰定数が低下する現象については、既往の研究<sup>19),20)</sup>からその物理的解釈を見出すことができる。Veletsos and Meek<sup>19)</sup>によれば、基礎の柔性によるロッキング運動が原因で、上部構造物の慣性応答が増幅し、これにより系の等価減衰定数は、基部固定時に比べて小さくなる可能性があることを示唆している。本実験において基礎のロッキング運動が卓越していることは、図-5 から確認できる。また Aviles and Suarez<sup>20)</sup>の研究によると、系の等価減衰定数は、履歴減衰による減衰機構が支配する場合の方が、粘性減衰による減衰機構よりも常に大きくなることが示されている。本実験ケースは、20Gal という非常に微小な入力レベルであり、表層地盤に生じた履歴減衰は非常に小さく、上部構造物の粘性減衰が系全体の減衰機構を支配していたと推測される。そのため、ロッキング運動の増加に加えて、この粘性減衰的な機構の影響により、本ケースのみにこうした等価減衰定数の減少という特性が現れたものと考えられる。

次に、入力レベルを 50Gal として実験を行った後、100Gal 加振を実施した。その結果、上部構造物を主

体とする1次卓越振動数は20.6Hz ( $f_s$ )と低振動数側にシフトし、その低下率は基部固定時に比べて0.56倍 ( $f_s/f_{s0}$ )となっている。従って、非線形化のみに起因する1次卓越振動数の低下量(20Gal入力時における1次卓越振動数26.5Hz ( $f_s$ )から100Gal入力時の1次卓越振動数20.6Hz ( $f_s$ )を差し引いた値)は、全低下量(基部固定時の固有振動数37.0Hz ( $f_{s0}$ )から100Gal入力時の1次卓越振動数20.6Hz ( $f_s$ )を差し引いた値)の36パーセントに達していることになる。また上部構造物の等価減衰定数については、基部固定のケースに比べておよそ2.7倍 ( $h_s/h_{s0}$ )と増加に転じている。これは上述したAviles and Suarez<sup>20)</sup>による研究のとおり、表層地盤のひずみ振幅の増加に伴い履歴減衰が増加し、上部構造物の粘性減衰よりも履歴減衰が系の減衰機構として支配的になったものと推察される。このとき基礎側壁に作用する動土圧は、上部構造物を主体とする1次卓越振動数において、基礎高さ中央位置(EP-2とEP-5)まで剥離していることが確認された。また、表層地盤を主体とする2次卓越振動数は38.2Hz ( $f_g$ )となり、20Galのケースに比べておよそ0.86倍の低下が見られるが、動土圧波形からはいずれの高さにおいても剥離現象は確認されなかった。つまり本実験においては、上部構造物を主体とする卓越振動数の方が、表層地盤を主体とする卓越振動数よりも、基礎側壁における剥離現象が進行していることになる。

更に入力レベルを200Galとすると、非線形化のみに起因する1次卓越振動数の低下量は、全低下量の55パーセントに達した。つまりこの時点で、微小変形時において連成作用が寄与する卓越振動数の低下度合いよりも、基礎-地盤系の非線形化が寄与する卓越振動数の低下度合いが上回ったことを意味する。このことは、構造物の耐震安全性に影響を及ぼす系の長周期化や応答倍率の低下といった周波数応答特性を評価する際、こうした非線形性の影響を考慮しなければ、倍以上の誤差が生じる可能性があることを示唆している。また、上部構造物の等価減衰定数は、固定時に比べて5.26倍 ( $h_s/h_{s0}$ )まで増加している。

300Gal入力のケースでは、上部構造物を主体とする1次卓越振動数10.9Hz ( $f_s$ )において、剥離が基礎底面近傍(EP-3とEP-6)にまで達しており、また、表層地盤を主体とする2次卓越振動数30.8Hz ( $f_g$ )においては、基礎高さ中央位置(EP-2とEP-5)まで剥離していることが確認された。最終的に400Galのケースでは、1次卓越振動数が8.8Hz ( $f_s$ )となり、

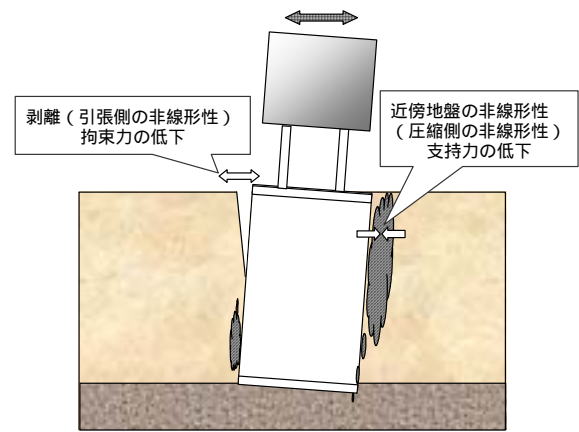


図-6 基礎近傍に生じる非線形性に関する概況図

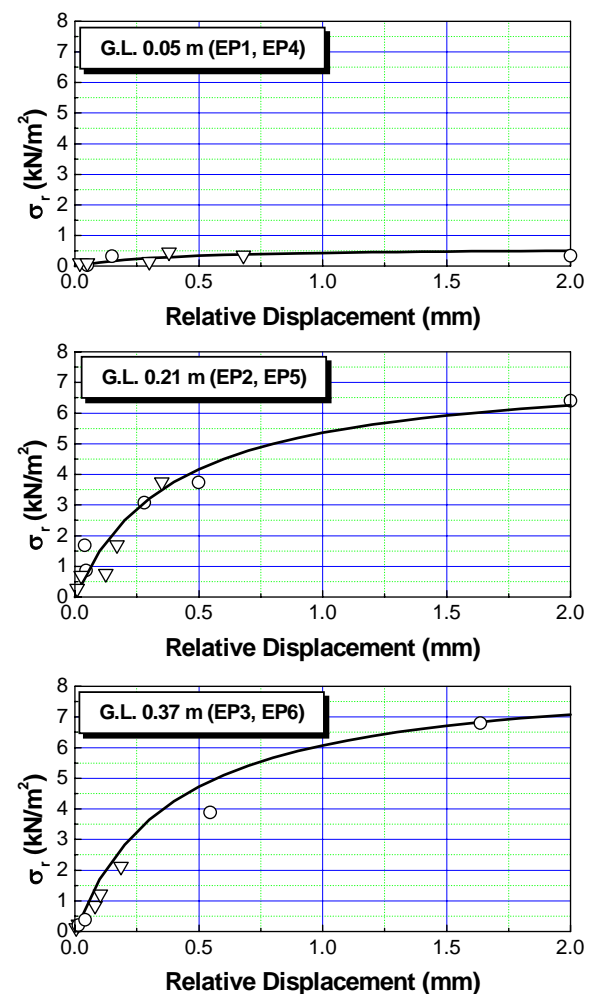


図-7 基礎側壁に作用する動土圧と地盤と基礎の相対変位の関係( 上部主体モード, 地盤主体モード)

基部固定時に対して0.24倍 ( $f_s/f_{s0}$ )の低下率となった。このことから、非線形化のみに起因する1次卓越振動数の低下量は、最終的には全低下量のおよそ63パーセントに達していることになる。また、上

部構造物の等価減衰定数については、固定時に比べておよそ 8.07 倍 ( $h_s/h_{s0}$ ) まで達した。ここで 20Gal 入力の場合における 1 次と 2 次の卓越振動数に対して、400Gal 入力の場合における各卓越振動数の低下率を評価してみると、1 次卓越振動数は 0.33 倍、2 次卓越振動数は 0.61 倍という結果となった。したがって本実験では、基礎-地盤系の支持機構は、上部構造物を主体とする 1 次卓越振動数において、より顕著に低下することが判明した。

#### (4) 基礎近傍地盤の塑性化

前節の実験結果により、地盤を主体とする卓越振動数よりも、上部構造物を主体とする卓越振動数において、基礎-地盤系の支持機構が非線形化に伴い著しく低下することが明らかとなった。そして、前節の実験結果により、上部構造物を主体とする卓越振動数での剥離領域の進行程度が、表層地盤の卓越振動数における進行程度よりも著しいことが判明した。この剥離現象は、図-6 に示すように、基礎側壁と地盤の境界部における作用土圧の引張側での非線形挙動であり、地盤の基礎に対する拘束効果が減少することから、基礎-地盤系の支持機構の低下に関する一つの要因と考えられる。しかし、基礎-地盤系の支持機構の低下は、そのような剥離現象に加えて、有効抵抗土圧に代表されるように、基礎近傍地盤の塑性化による非線形挙動にも起因すると推察される。そこで本節では、各々の卓越振動数における塑性化の進行程度について検討を加えることにする。

本節では、全ての実験ケースについて、各卓越振動数で観測された側壁動土圧の時刻歴最大値を縦軸に、また基礎の地盤に対する相対変位を横軸に取って各深度ごとにプロットした(図-7)。また同時に、これらの点を良好にシミュレートできる双曲線を実線で示した。ただし図-7 には、作用動土圧と相対変位の関係を補足することを目的に、基礎盤入力を 500Gal としたケースを実施し、そこから得られたデータを追加した。ここで基礎と地盤の変位応答は、上述した地盤と基礎に設置した加速度計から得られる加速度応答を、そのときの加振角振動数の 2 乗で除して求めた。

図-7 によれば、いずれの深度においても、基礎と地盤の相対変位が増加することで、側壁動土圧が頭打ちになる傾向にある。つまり、地盤の局所的な非線形性が基礎近傍で生じ、有効抵抗土圧に相当する上限値が現れていると考えられる。また図中の双曲線における動土圧の上限値を、深さ方向にプロットすれば図-8 のような特性が現れる。つまり、上限値は

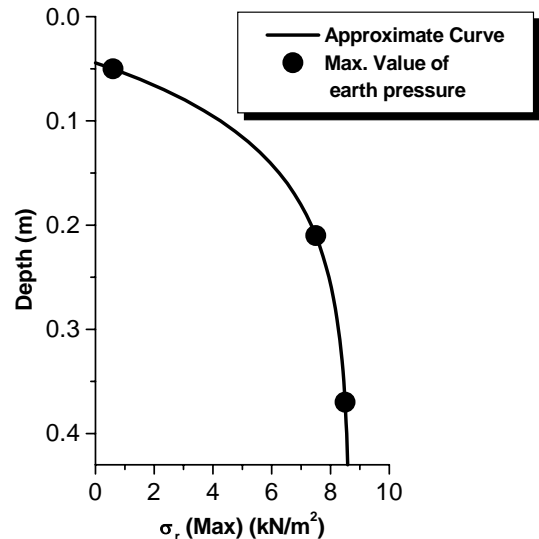


図-8 基礎側壁に作用する動土圧の上限値の推定

深度によって異なり、地表面に最も近い動土圧(EP-1 と EP-4)では、拘束圧が小さいことからその上限値も非常に小さい値となっていることがわかる。また、拘束圧が極端に小さい G.L.0.044m 以浅は、土圧が基礎側壁に作用していないものと思われる。そして、深いほど拘束圧が高くなることから、動土圧の上限値が増加する傾向が図-8 に現れている。

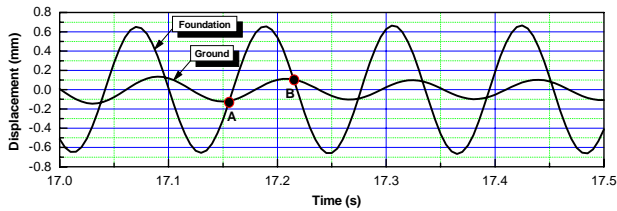
図-7 に示す各卓越モードに対応したプロットから、上部構造物を主体とする卓越振動数での相対変位と土圧の値(図中の記号)は、地盤を主体とする卓越振動数(図中の記号)よりも大きな値を示す傾向にあることがわかる。つまり、上部構造物を主体とする振動モードの方が、地盤を主体とする振動モードと対比して、近傍地盤の塑性化を著しく進行させることがわかる。従って、剥離に起因する拘束力の低下に加えて、このような近傍地盤の非線形化の違いが、卓越振動数の低下度合いに違いを生じさせていることが理解できる。

#### (5) 剥離領域の形成メカニズム

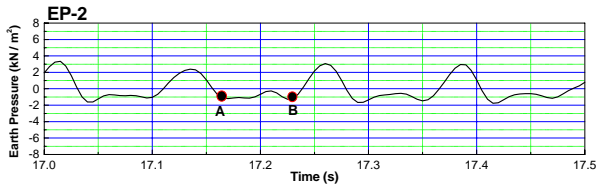
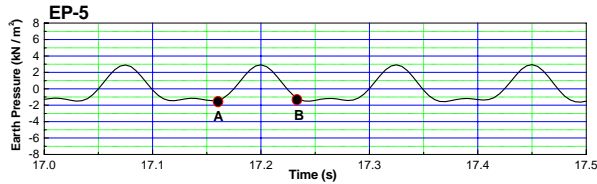
上述した考察により、卓越する振動モードが異なると、非線形化の進行度合いに違いが生じることが明らかとなった。それでは、非線形化の起こり方は振動モードによって異なるのであろうか? 本節では、剥離領域の形成メカニズムに着目し、それぞれの卓越振動数に対して考察を加えることにする。

まず、上部構造物を主体とする卓越振動数近傍に着目してみる。図-9(a)には、地表面から深さ 0.21m 位置における、基礎と地盤の基礎に対する相対変位

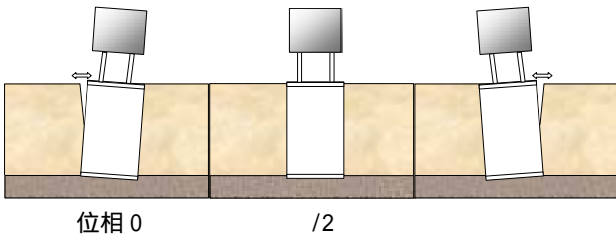




(a)基礎と地盤の基盤に対する相対変位



(b)基礎側壁前背面の作用土圧

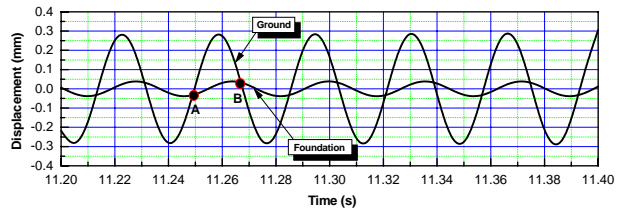


(c)全体系の振動モードと剥離の発生機構

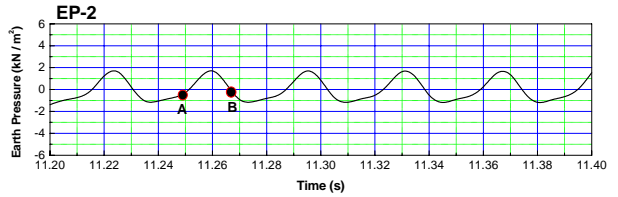
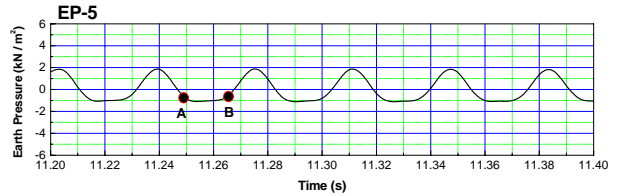
図-9 上部構造物が主体となる卓越振動数近傍の400Gal 入力時における基礎と地盤の変位と土圧特性

を示す．変位の算定方法は前節と同様である．ここで相対変位は、図-1の右方向を正としている．また、同深度における側壁の作用土圧を図-9(b)に示す．更に、このときの系全体の振動モードと剥離の発生状況を図示すれば、図-9(c)のようになる．系の振動モードは、観測された加速度応答波形に基づいて再現している（後述する図-10(c)も同様）．上部構造物を主体とする卓越振動数では、ロッキング運動が卓越していることは、図-5より明らかである．

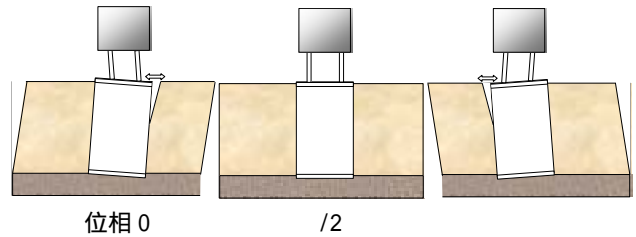
図-9(a)によれば、地盤の最大変位振幅よりも基礎の最大変位振幅の方が大きく、基礎-上部構造物系が主体となって振動していることがわかる．時刻歴応答に着目すると、地盤と基礎の相対変位が零となるA点から、基礎と地盤はいずれも正方向に変位が生じている．このとき、基礎が地盤に対して正の相対運動をするため、正側の側壁(EP-5)に動土圧が現れている．反対に、負側の側壁(EP-2)にはフラットな



(a)基礎と地盤の基盤に対する相対変位



(b)基礎側壁前背面の作用土圧



(c)全体系の振動モードと剥離の発生機構

図-10 表層地盤が主体となる卓越振動数近傍の400Gal 入力時における基礎と地盤の変位と土圧特性

土圧波形が現れている．つまり、負側では剥離が生じていると考えられる．そして、相対変位が最大となり、再び相対変位が零となるB点に到達すると、それ以降は、上述したAB経路での特性と反対に、正側(EP-5)で剥離が生じ、負側(EP-2)に土圧が生じていることがわかる．

次に、表層地盤が主体となる卓越振動数近傍での応答を観察する．図-10(a)には、前述と同じ深さにおける基礎と地盤の基盤に対する相対変位を示す．また図-10(b)には、同深度の作用土圧を示す．前述の図-5によれば、表層地盤を主体とする卓越振動数において、基礎のロッキング運動が励起されていることがわかる．加えて本実験では、基礎底面と基盤の加速度応答がほぼ等しいことを確認しており、基盤面に対して相対変位の生じるせん断振動は、励起されていないと判断される．図-10(a)によれば、地盤の方が基礎よりもその最大変位振幅が大きく、表

層地盤が主体となって振動していることがわかる。地盤と基礎の相対変位が零となる A 点から、地盤と基礎は正方向に変位が生じている。このとき、基礎が地盤に対して負の相対運動をしており、正側の側壁(EP-5)に剥離が生じている。反対に、負側の側壁(EP-2)には動土圧が現れている。そして、相対変位が最大となり、再び相対変位が零となる B 点に到達すると、それ以降は、上述した AB 経路での特性と反対に、正側(EP-5)で土圧が生じ、負側(EP-2)に剥離が生じていることがわかる。これらを図示すれば図-10(c)となる。

このように、上部構造物が主体となる振動モードにおいては、基礎の背面側から剥離が生じ、地盤が主体の振動モードでは、基礎の前面側から剥離が生じるといった特性が観測された。つまり、主体となる振動モードの違いが、非線形化の進行度合いの違いを生じさせるだけでなく、非線形化の形成メカニズムにも、大きな相違を生じさせることが明らかとなった。またこの2つの特性はそれぞれ独立したのではなく、非線形化の形成メカニズムが異なるために、非線形化の進行度合いにも違いが生じると考えられることができる。

#### (6)本実験と実挙動との整合性に関する考察

以上の考察により、複合する非線形条件下における大型基礎の周波数応答特性に関する基本的特性が把握できたと思われる。しかし、設計上想定されるべき実現象に焦点を移したときに、本実験が実際よりも非線形現象を過大に評価しているというのではないかという疑問が残る。例えば本実験の 300Gal 以上の入力ケースにおいて、剥離領域が基礎底面近傍において観測されたが、そうした深度まで剥離現象が生じることが実挙動にあるかは定かではない。柴田・関口<sup>21)</sup>により地盤の自立高さは次式で与えられることが知られている。

$$\frac{3.63c}{\rho g} \leq H_c \leq \frac{3.83c}{\rho g} \quad (2)$$

ここで、 $c$  は土の粘着力、 $\rho$  は土の密度、 $g$  は重力加速度で本紙では  $9.81\text{m/s}^2$  とする。例えば  $N$  値で 8 相当の様な粘性土層があると想定した場合、大崎の式<sup>21)</sup>を用いれば土の粘着力  $c$  はおよそ  $40\text{kN/m}^2$  程度になる。この値を用いて式(2)により自立高さを算定すれば、一般的な土の密度において  $H_c$  は 9m 前後となる。当然、地盤がより堅固になれば更に自立高さは増加することになる。しかし現実には、大型基

礎は大抵が地下水位以下に建設されるため、サクシオン等の影響で基礎側壁と地盤間の接触圧が増加して剥離が生じにくい状況にある。また基礎底面の浮き上がりについても同様のことが言える。そのため、式(2)で求まる値よりも、一般に自立高さは小さくなる傾向にあると予想される。

よって、本実験から得られた知見の内、非線形性が著しく卓越したケースについては、そうした非線形性に対する周波数応答特性の終局的な挙動という理解に留めるのが妥当である。今後、実観測により、実際の非線形化の程度について把握するとともに、実験あるいは解析により更なる検討が必要と判断される。

### 3. 結論

上記所論を要約すると以下ようになる。

(1) 本実験は、複合する非線形状態における大型基礎-地盤-上部構造物系の周波数応答特性を把握するため、正弦波加振による共振実験を実施した。本実験では、湿潤状態の岐阜砂を表層地盤の模型に用いることで、地盤のせん断変形に伴うひずみ依存性、基礎側壁と地盤の境界非線形性、そして基礎近傍の局所的な非線形性の複合した非線形性を再現することができた。

(2) 基盤入力加速度が微小な場合(本実験では 20Gal)、上部構造物を主体とする卓越振動数での等価減衰定数は、基礎-地盤系と連成振動することにより、基部固定時よりもその値が 0.89 倍と減少していることが判明した。その理由として、基礎の柔性によるロッキング運動が原因で、上部構造物の慣性応答が増加し、系の等価減衰定数は基部固定時に比べて小さくなった可能性が考えられる。また表層地盤に生じたひずみ振幅が非常に小さく、系全体の減衰機構は地盤の履歴減衰よりも上部構造物の粘性減衰が支配的であったことから、さらに応答倍率が増加したものと推測される。

(3) 基盤入力加速度が 200Gal のケースにおいては、基礎-地盤系の非線形化に伴う上部構造物を主体とする卓越振動数の低下率が、全低下率の 55 パーセントに達した。このことは、微小変形時における連成作用が寄与する卓越振動数の低下度合いよりも、基礎-地盤系の非線形化が寄与する卓越振動数の低下度合いが上回ったことを意味する。そのため、構造物の耐震安全性に影響を及ぼす系の長周期化や応答倍率の低下といった周波数応答特性を評価する際、

こうした非線形性の影響を考慮しなければ、倍以上の誤差が生じる可能性があることを示唆している。

(4) 地盤が主体となる卓越振動数よりも、上部構造物が主体となる卓越振動数において、基礎-地盤系の支持機構が非線形化に伴い著しく低下することが明らかとなった。この要因として、上部構造物が主体となる卓越振動数では、地盤が主体となる卓越振動数と対比して、基礎側壁と地盤間の剥離現象と、基礎近傍地盤の塑性化の進行が著しいことが明らかとなった。

(5) 本実験によれば、基礎と地盤の相対変位が増加することで、側壁動土圧が頭打ちになる傾向にあった。つまり、地盤の局所的な非線形性が基礎近傍で生じ、有効抵抗土圧に相当する上限値が現れたと考えられる。また、上限値は深度によって異なり、深度が増加するほど拘束圧が高くなるため、動土圧の上限値が増加する傾向を実験結果から観測した。加えて本実験においては、拘束圧が極端に小さいG.L.0.044m以浅では、土圧が基礎側壁に作用していないことが推察された。

(6) 上部構造物が主体となる振動モードにおいては、基礎の背面側から剥離が生じ、地盤が主体の振動モードでは、基礎の前面側から剥離が生じることが観測された。このことから、主体となる振動モードの違いが、非線形化の進行度合いに違いを生じさせるだけでなく、非線形化の形成メカニズムにも、大きな相違を生じさせることが明らかとなった。

(7) 本研究は調和振動入力による共振実験を基底としており、複雑な位相情報を含む実地震動を対象とした検討ではない。今後、そうした実際的な条件下における系の周波数応答特性を検討することは、非線形条件下における系の共振現象等の動特性を解明する上で、必要不可欠であると思われる。

最後に、こうした非線形化に伴う周波数応答特性の変化や卓越振動数による違いは、その根底となる動的相互作用の諸パラメータ、つまりロッキングインピーダンスと有効入力動の変化に依存することは明らかである。また、そうした諸パラメータの動特性を把握することで、非線形条件下における系の動的相互作用を、より詳細に理解することができる。更に、これら諸パラメータの動特性を把握することにより、現在の耐震設計法における大型基礎-地盤系の集中要素モデル(スウェイ・ロッキングモデル)を、より高精度に構築することが可能となる。著者らは、本研究の第2ステップとして、本実験から得られた周波数応答特性に対するシミュレーション解析を実施し、非線形条件下における有効入力動とロ

ッキングインピーダンスの動特性について評価した。この研究成果については、別の論文<sup>23)</sup>で報告する。謝辞：本研究の模型振動実験は、第1著者および第2著者らが、(財)鉄道総合技術研究所に在籍中に実施したものである。基礎・土構造研究室の室野剛隆氏、また中央復建コンサルタンツ(株)の畠中仁氏には貴重なアドバイスとご協力を頂いた。ここに深謝の意を表す。

## 参考文献

- 1) Novak, M. and Nogami, T. : Soil-pile interaction in horizontal vibration , *Int. J. Earthquake Engrg. and Structural Dynamics* , Vol.5 , pp.263-281 , 1977.
- 2) Takemiya, H. and Yamada, Y. : Layered soil-pile- structure dynamic interaction , *Int. J. Earthquake Engrg. and Structural Dynamics* , Vol.9 , pp.437-457 , 1981.
- 3) 菊池敏男,海野隆哉:連壁剛体基礎橋脚の地震時挙動と応答変位法の適用性について,土木学会論文集, No.477/1-25, pp.63-72, 1993.
- 4) 原田隆典,山下典彦,坂梨和彦:地盤との動的相互作用を考慮した道路橋橋脚の周期と減衰定数に関する理論的研究,土木学会論文集, No.489/1-27, pp.227-234, 1994.
- 5) Veletsos, S. and Younan, H. : Dynamic modeling and response of rigid embedded cylinders , *J. Engrg. Mechanics* , ASCE, Vol.121 , No.9 , 1995.
- 6) 田治見宏:深い基礎を有する構造物の地震応答について,第2回日本地震工学シンポジウム, pp.55-60, 1966.
- 7) 土岐憲三,小松昭雄:井筒基礎の地震応答解析に関する研究,土木学会論文報告集,第281号, pp.29-40, 1979.
- 8) 原田隆典,久保慶三郎,片山恒雄,廣瀬利光:地中円筒剛体基礎の動的ばね係数と減衰係数,土木学会論文報告集,第339号, pp.79-88, 1983.
- 9) 原田隆典,久保慶三郎,片山恒雄:有効地震動の計算式とその実測例による検討,土木学会論文集, No.362/1-4, pp.435-440, 1985.
- 10) 齊藤正人,西村昭彦,渡邊啓行:曲げ柔性の影響を考慮した大型基礎の入力損失効果に関する理論的評価,土木学会論文集, No.731, pp.317-330, 2003.
- 11) Kaynia, A. M. and Kausel, E. : Dynamic stiffness and seismic response of pile groups ,Research Report R82-03 , Dept. of Civil Engrg. , MIT , 1982.
- 12) 田蔵 隆:軟弱地盤の非線形地震応答特性とそれを考慮した杭基礎構造物の地震応答解析法に関する研究,学位論文,中央大学,1993.
- 13) 岩崎敏男,川島一彦,高木義和:強震記録を用いた道

- 路橋井筒ケーソン橋脚の地震応答解析,土木学会論文報告集, No.293, pp.35-47, 1980.
- 14) 山貝廣海, 森 敦, 劉 銘崇, 林 雄一, 岩田克司: 1992年9月21日 集集地震(台湾大地震)被害調査速報, 地震防災論文集, 日本技術開発, 第2巻3号, 2001.
  - 15) 香川崇章: 土構造物の模型振動実験における相似則, 土木学会論文報告集, 第275号, pp.69-77, 1978.
  - 16) 国生剛治, 岩楯敬広: 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, 土木学会論文報告集, 第285号, pp.57-67, 1979.
  - 17) 石田 毅, 渡辺啓行, 伊藤 洋, 北原義浩, 松本正毅: 低拘束圧下の模型実験材料(岐阜砂等)の静的・動的特性, 電力中央研究所研究報告, No.380045, 1981.
  - 18) 田蔵 隆, 清水勝美: 地盤の非線形応答に伴う杭基礎構造物の地震時挙動特性, 第8回日本地震工学シンポジウム, pp.1251-1256, 1990.
  - 19) Veletsos, A. S. and Meek, J. W.: Dynamic behaviour of building-foundation systems, *Int. J. Earthquake Engrg. and Structural Dynamics*, Vol.3, pp.121-138, 1974.
  - 20) Aviles, J. and Suarez, M.: Effective periods and dampings of building-foundation systems including seismic wave effects, *Engrg. Structures*, Vol.24, pp.553-562, 2002.
  - 21) 柴田 徹, 関口秀雄: 地盤の支持力, 鹿島出版会, 1995.
  - 22) 東京地盤調査研究会: 東京地盤図, 技報堂出版, 1959.
  - 23) 齊藤正人, 池亀真樹, 棚村史郎, 渡邊啓行: 複合する非線形条件下における大型基礎の入力損失効果に関する評価, 土木学会論文集 No.759/1-67 pp.143-155, 2004.
- (2003.4.2 受付)

## EXPERIMENTAL RESEARCH ON RESONANT CHARACTERISTIC OF DEEPLY EMBEDDED CIRCULAR FOUNDATION-SUPERSTRUCTURE SYTEM UNDER COMPOUNDED NONLINEAR CONDITIONS

Masato SAITOH, Masaki IKEGAME, Shirou TANAMURA and Hiroyuki WATANABE

The present study focuses on the resonant characteristic of a soil-deeply embedded circular foundation-superstructure system under compounded nonlinear conditions when subjected to lateral harmonic excitations. In this study, vibration tests are carried out. In the tests, the strain-dependent characteristic of soil layer, the boundary nonlinearity at the interfaces between the soil and foundation and the yielding of soil near the foundation are observed. It is concluded from the test results that, the shift of the predominant frequency toward the lower frequency region is mainly affected by the decrease in the stiffness of soil-foundation system due to the nonlinearity, rather than the effect of interaction between the soil-foundation system and the superstructure under small deflection condition.