

高密度観測・強制加振実験に基づく地盤-建物連成系の 立体振動性状及び履歴特性評価

THREE-DIMENSIONAL VIBRATION CHARACTERISTICS AND EVALUATION FOR HYSTERESIS OF SOIL-STRUCTURE INTERACTION SYSTEM BASED ON VIBRATION TESTS AND MULTIPOINT OBSERVATION

海野元伸*, 福和伸夫**, 飛田 潤***
Motonobu UMINO, Nobuo FUKUWA and Jun TOBITA

A real building has complicated dynamic properties such as the amplitude dependency of dynamic characteristics, three-dimensional response including rotational and torsional motions and soil-structure interaction. In order to clarify them, multipoint observation for microtremor, earthquake and forced vibration are conducted in a PCaPC seven-story building and surrounding soil. Many seismic records have been observed at this building for several years. We also measured microtremor of the building and the ground, and analyzed basic dynamic properties. Then we excited the building by using the shaking table set up on the 4th floor as a vibrator. From these tests, we proposed the evaluation method for hysteresis of soil-structure interaction system. And we evaluated the story stiffness from the inertia force and story drift relationship using the assumed weight of each floor.

Keywords : *Multipoint Observation, Vibration Test, Resonance, Hysteresis, Three-dimensional Vibration, Dynamic Soil-structure Interaction*

高密度観測, 強制加振実験, 共振, 履歴特性, 立体振動, 建物と地盤の動的相互作用

1. はじめに

微動・強震観測技術は、観測機器の発展や観測体制の整備に伴って近年著しい進歩を遂げ、振動台等を用いた実大・縮小建物の振動実験を通して、様々な建物の動特性や耐震性能が解明されてきた。

しかし、一般的な中低層建物に関しては、構造の多様性や建物と地盤の動的相互作用等が原因で複雑な応答挙動を示すことが多く、立体振動や相互作用効果を十分に把握できる観測や実験が行われるケースは稀である(例えば)。近年では、E-Defenseにおいて地盤を含めた実大鉄筋コンクリート建物の震動台実験により、地盤-建物連成系としての応答性状を検証した事例²⁾があるが、現状は、こうした実験・観測事例を重ねて、分析手法の妥当性も検証しながら、データベースを構築していく段階であると考えられる。

以上のことから、著者らは強震観測体制が整備されているPCaPC造7階建て建物を対象に、観測点を追加して高密度な多点観測体制を構築し、常時微動計測を実施した。また、当該建物の中間階に常設されている振動台を起振機として利用することで、加振源を明確とした強制加振実験も併せて実施した。これにより、建物の複雑な立体振動、地盤との動的相互作用、上部構造と基礎-地盤系の履歴特性に基づく層剛性と地盤インピーダンスを新たに評価し、それらを解析モデルと比較して定量的に評価することを試みる。これらの成果は、構造ヘルスモニタリングや損傷同定システムにおいても、振

動メカニズムの解明や層剛性変化に着目した損傷層の特定、相互作用が上部構造にもたらす動特性変化の評価等に役立つと考えられる。

本論では、当該建物において過去に観測された強震記録に加え、新たに実施した常時微動計測と強制加振実験を通して実建物の振動性状を明らかにする。その上で、上部構造の慣性力を求めるために必要な建物重量を評価し、各階の加速度応答から層せん断力-層間変形関係を示す履歴ループを算定して、層剛性及び地盤インピーダンスを設計値や解析値と比較する。これにより、より適切な振動モデル構築に向けた基礎的検討を行うことを目的とする。

2. 建物概要

2.1 対象建物の概要

計測対象とする建物は、名古屋市千種区の名古屋大学東山キャンパス内に立地する地上7階、地下1階建ての大学施設である。表1に建物概要を、写真1に建物外観を、図1に建物形状及び観測点を示す。構造種別は、地上はPCaPC造、地下はRC造で、上部構造は長方形平面を持った整形かつ偏心の少ない形状であり、張間方向には耐震壁を有する。上部構造の骨組は逆梁工法を採用しており、一般的なRC造に比べ梁せいのサイズは1m超と大きい。また西端2階は1階との吹抜けとなっている。図2に杭伏図を、図3にボーリング調査で得られた表層地盤のN値を、表2にPS検層により得ら

* 名古屋大学大学院環境学研究科 大学院生

** 名古屋大学大学院環境学研究科 教授・工博

*** 名古屋大学大学院環境学研究科 准教授・工博

Graduate Student, Graduate School of Environmental Studies, Nagoya University

Prof., Graduate School of Environmental Studies, Nagoya University, Dr. Eng.

Assoc. Prof., Graduate School of Environmental Studies, Nagoya University, Dr. Eng.

れた地盤物性値を示す。表2の減衰は、各地盤層のS波速度 V_s を用いて、 $Q=V_s/20$ により Q 値を求め、 $h=1/(2Q)$ により算定した³⁾。基礎構造は東西で段差があり、その下に形状の異なる独立フーチング基礎を介して計92本のPHC杭が打設されている。図3、表2は相互作用系のモデル解析⁴⁾のパラメータとして用いられている。強震観測体制は建物内8点、地表2点、地中1点、杭中4点の計15点36成分に3種類のセンサー(加速度計：分解能114dB)を常設し、加えて2、3、4、6、7階中央にスタンドアロン型強震計(加速度計：分解能108dB)を追加設置し、建物全層の応答挙動を捉えられる観測体制となっている。スタンドアロン型は、外部ネットワークに依存せず自身の持つ機能のみで作動する形式のことで、内臓バッテリー、センサー、収録器及びGPS機能を備える。実験では手動でトリガをかけて収録し、GPSをもとに時刻同期を行った。なお、杭のセンサーは故障等の理由から、本論では分析の対象外とした。

2.2 既往の研究成果

当該建物に対しては、既往の研究成果^{例えば4,5,6)}や強震観測記録が豊富である。既往の研究で得られている知見を以下にまとめて示す。

- 1) 地盤-建物連成系の1次固有振動数は張間方向約2.0~2.2Hz、桁行方向約2.4~2.6Hz、ねじれ約2.4~2.6Hzで、強震記録から振幅依存性が確認される。またモード形より、桁行並進とねじれの連成が確認される。2次固有振動数は張間方向、桁行方向ともに約8.3~8.5Hzである。
- 2) 1次の減衰定数は張間方向約1.0~2.0%、桁行方向約1.0~2.5%で、強震記録毎にばらつきが見られ、特徴的な傾向は見られない。
- 3) 杭基礎を有する7階建て建物としては、地盤との動的相互作用効果が明確に確認され、張間方向ではロッキングの影響が見られる。また、整形な建物ではあるが、ねじれ振動が認められる。

3. 振動実験の概要

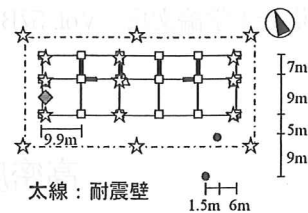
振動実験は、相互作用や建物の立体振動性状、各層の履歴特性について分析するために、従来の観測点15地点の他、各階中央点5点に強震計を設置するとともに、新たに1階周縁8点に水平2台、上下6台の動コイル型1ch常時微動計(固有周期1秒の速度計)、周辺地盤6点及び1、7階中央に同3ch常時微動計を設置した。これにより、全32点75成分の高密度な多点観測体制を構築した。観測点配置図を図1に合わせて示す。各センサーは分析に支障がないように、相互相関関数や伝達関数の位相差を用いて時刻同期を行った。

強制加振には、4階西端の室内に設置された乗用水平2軸ロングストローク振動台⁷⁾を起振機として用いた。表3に起振機の概要を、写真2に起振機の全景を、図4に起振機の性能曲線を示す。起振機の可動部質量は張間方向217kg、桁行方向1,267kgである。実験時にはサーボ型加速度計(分解能 1.0×10^{-5} フル・スケール以下)を設置して加速度を測定し、可動部質量との積から加振力を求めた。

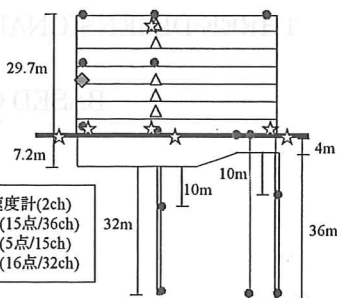
表4に振動実験における実験項目を示す。常時微動計測は強制加振開始前の15時頃と、終了後の深夜0時頃の2回行った。加振はスイープ加振と正弦波加振の2種類を行った。加振条件は、当該建物の固有振動数や減衰等の振動性状と、起振機の性能を考慮して定めた。また、桁行方向の正弦波加振に限っては、表4に示すケース9、10の2通りを実施した。ケース9は、ケース7、8と加振力の値が

表1 建物概要

面積	延床面積	5956.08 m ²
	基準階床面積	801.9 m ²
階数	地上	7階
	地下	1階
	塔屋	1階
高さ	最高部高さ	33.4 m
	軒高	29.7 m
	基準階階高	4.1 m
構造種別	地上	PCaPC造
	地下	RC造
骨組形式	桁行方向	ラーメン構造
	張間方向	耐震壁付ラーメン構造
基礎形式	根入れ深さ	GL-4.0 m GL-7.2 m
	杭	PHC杭 800φ×92本 杭長 36 m, 32 m



a) 平面図



b) 立面図

写真1 建物外観

図1 建物形状と観測点

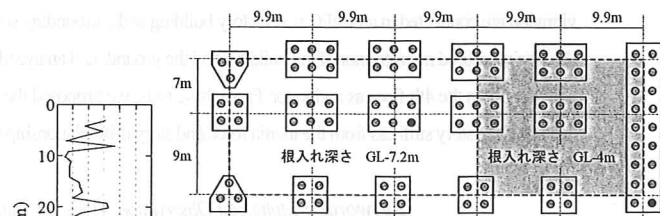


図2 杭伏図

表2 地盤物性値

上端深度 (m)	層厚 (m)	質量密度 (t/m ³)	S波速度 V_s (m/s)	ポアソン比 ν	減衰 h (%)
0.0	5.3	1.9	330	0.48	3.0
-5.3	4.3	1.9	220	0.48	5.0
-9.6	5.4	1.9	260	0.48	4.0
-15.0	13.3	1.8	260	0.48	4.0
-28.3	7.2	1.8	320	0.48	3.0
-35.5	-	1.9	400	0.48	3.0

図3 N値

表3 起振機の概要

ストローク	上軸±1.5m 下軸±0.5m
可動部質量	下軸(桁行方向) 1,267kg 上軸(張間方向) 217kg
積載質量	75kg
支持機構	直動転がり支承(LMガイド)
モーター	ACサーボモーター, 200V 上軸駆動用 22kW 下軸駆動用 30kW
駆動方式	上軸シンクロベルト 下軸ボールねじ
制御方式	モーションコントロール(PLCによる)
最大変位	上軸±1.5m 下軸±0.5m
最大速度	上軸4m/sec 下軸1.5m/sec
最大加速度	2G(搭乗時1G)
安全装置	搭乗籠・格入ロックセンサー ストローク超過時ストッパー 緊急停止ボタン等

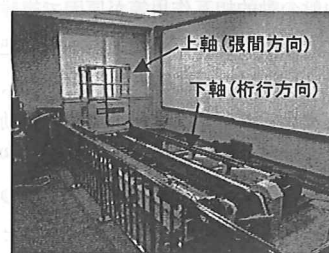


写真2 起振機の全景

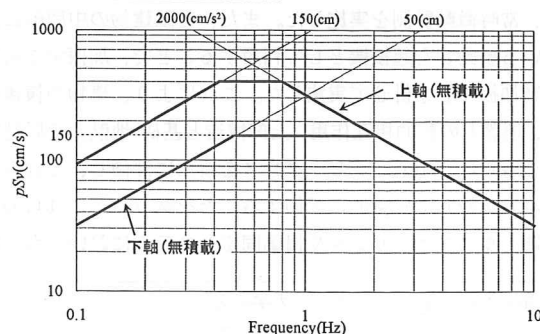


図4 起振機の性能曲線

概ね近くなるように設定して実施した項目であり、ケース 10 は、図 4 に示すように起振機性能の上限振幅となる加速度振幅 2000cm/s^2 で設定し、追加で実施した項目である。

本論では、弾性域における振動性状や上部構造の初期剛性の評価を目的とするため、構造物が弾性域内であることを波形や固有振動数、層間変形角等に注目して確認した。

4. 基本的な振動性状

基本的な振動性状について、常時微動計測、強震観測記録、強制加振実験の結果から検討する。図 5 に深夜 0 時頃の常時微動時における伝達関数を、図 6 に 2009.8.11 駿河湾の地震における伝達関数を示す。この地震において、当該建物の南東の地盤地表面での最大加速度は、建物張間方向に合わせた成分で 22.8cm/s^2 であった。図には、地盤-建物連成系(RF/GL)、スウェイ固定系(RF/1F)、基礎固定系(RF/(1F+H0))を示している。各式は、入力に対する出力の応答倍率を意味する。また、a)b)c)の各図の右上に、観測点の簡略図を示している。ここで、RF は建物屋上の中央点、1F は 1 階の中央点、GL は南東の地盤地表面、 θ は 1 階のロッキング角の応答を示す。H は建物の等価高さを表し、張間方向は逆三角形分布の 1 次モードから、桁行方向は 1/4 正弦波分布の 1 次モードから求めた値を用いている(張間、桁行方向の各 H は建物高さの約 71%、68%)。ロッキング角の算定については、地震時と微動時で異なる。地震時は既設地震計の記録を用いて、建物中央点と端部の上下成分の差を観測点間距離で除して求めた。一方、微動時は追加微動計の記録を用いて、建物両端部の上下成分の差を観測点間距離で除して求めた。なお、桁行方向のロッキングについては、基礎の面外変形などの影響による複雑な挙動や振動メカニズムを有することが想定されるが、本論では、後述する基礎の立体的挙動やスウェイ率・ロッキング率も交えて、実建物の相互作用に関する基礎的な検討を行う目的として、張間方向と同様の算定を試みた。図 5c)と図 6c)のねじれの伝達関数は、1 階のねじれ成分(西端-東端)に対する建物頂部のねじれ成分を RF/1F、地盤点の建物張間方向に合わせた成分に対する建物頂部のねじれ成分を RF/GL と表記している。また表 5 と表 6 に 1 質点 1 自由度系の伝達関数カーブフィット法で推定した水平方向における常時微動時と地震時の固有振動数・減衰定数、及びピーク振動数を読み取ったねじれの固有振動数を示す。さらに、表 7 に各観測記録における応答振幅の一覧を参考として示す。

桁行方向では、既往の研究成果でも確認されている並進とねじれの連成が認められる。また、地盤-建物連成系、スウェイ固定系、基礎固定系の順に固有振動数が増すことから、相互作用効果が認められる。特に張間方向の RF/1F と RF/(1F+H0)での差が大きいことより、ロッキング振動の寄与が大きいことが分かる。なおスウェイ率・ロッキング率については後述する。常時微動時に比べて、地震時の固有振動数は低くなる傾向にあり、表 7 の応答振幅も踏まえると、振幅依存性が確認される。表 6 を見ると、減衰定数は微動時と地震時において、それぞればらつきが見られ、特徴的な傾向は見られないが、張間方向の基礎固定系に関しては、大きめの傾向を示している。これについては、微動時の風・交通振動による入力の影響や、スウェイ・ロッキング成分の位相特性などに注目して検討^{8,9)}する必要があるが、本論では上記のカーブフィット法の処理により直接得られ

表 4 振動実験の実験項目

ケース	計測種類	加振条件(起振機の設定)			
		方向(対象モード)	振動数範囲	振動数変化	振幅
1	常時微動	-	-	-	-
2		-	-	-	-
3		-	-	-	-
4	スイープ加振	張間(並進1次・ねじれ)	1.4→6.6Hz	上昇(0.01Hz/sec)	1800cm/s ² 一定
5		桁行(並進1次・ねじれ)	1.4→6.6Hz	上昇(0.01Hz/sec)	270cm/s ² 一定
6		張間(並進1次)	2.1→2.2Hz	0.01Hz刻み	10cm一定
7	正弦波加振	張間(ねじれ)	2.4→2.6Hz	0.02Hz刻み	7.0cm一定
8		桁行(並進1次・ねじれ)	2.38→2.7Hz	0.02Hz刻み	1.0cm一定
9		桁行(並進1次・ねじれ)	2.3→2.7Hz	0.10Hz刻み	2000cm/s ² 一定

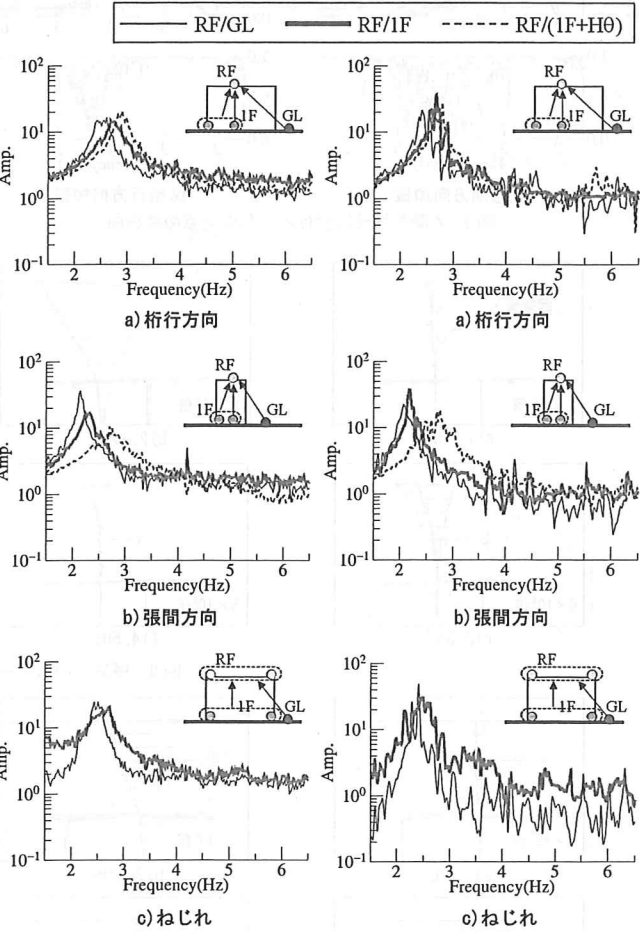


図 5 微動時の伝達関数

図 6 地震時の伝達関数

表 5 固有振動数 (微動時 / 地震時)

	桁行並進1次	張間並進1次	ねじれ
RF/GL	2.54 / 2.40	2.15 / 2.09	2.44 / 2.41
RF/1F	2.75 / 2.67	2.30 / 2.18	2.70 / 2.48
RF/(1F+H0)	2.89 / 2.74	2.77 / 2.75	-

(単位:Hz)

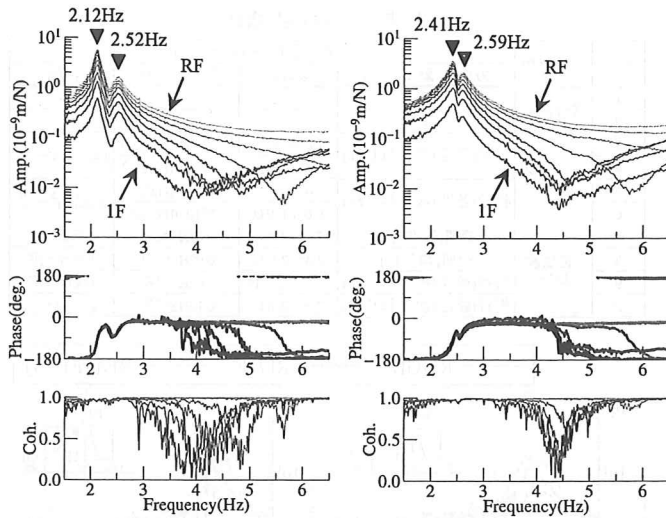
表 6 減衰定数 (微動時 / 地震時)

	桁行並進1次	張間並進1次	ねじれ
RF/GL	2.9 / 2.5	1.2 / 2.1	-
RF/1F	3.2 / 1.7	2.7 / 1.3	-
RF/(1F+H0)	2.4 / 2.7	5.4 / 3.2	-

(単位:%)

表 7 応答振幅の一覧

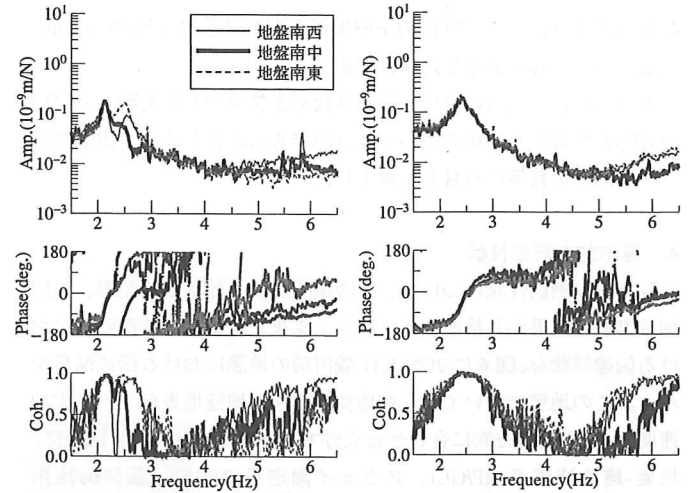
	観測記録	加速度 (cm/s ²)	
		桁行方向	張間方向
①	2009.8.11駿河湾の地震 (最大応答値)	63.66	69.03
②	【ケース2】深夜0時頃における常時微動時	0.01	0.02
③	【ケース3】張間方向スイープ加振時 (加振振動数2.12Hz)	0.02	0.37
④	【ケース5】桁行方向スイープ加振時 (加振振動数2.41Hz)	0.25	0.08
⑤	【ケース9】桁行方向正弦波加振時 (加振振動数2.41Hz)	0.25	0.08
⑥	【ケース10】桁行方向正弦波加振時 (加振振動数2.40Hz)	1.70	0.43



a) 間方向加振

b) 桁行方向加振

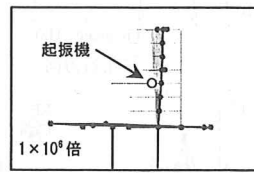
図7 4階加振時における各階中央点の共振曲線



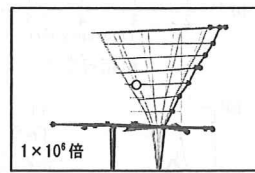
a) 間方向加振

b) 桁行方向加振

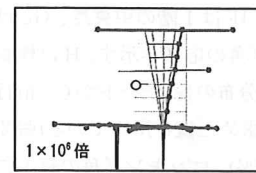
図8 4階加振時における地盤点の共振曲線



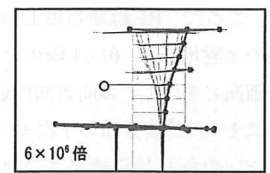
a) 1.5Hz



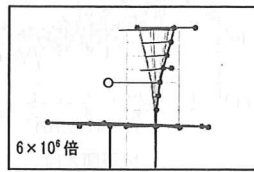
b) 2.12Hz



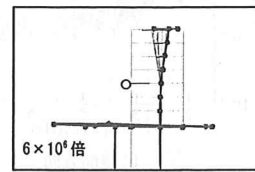
c) 2.52Hz



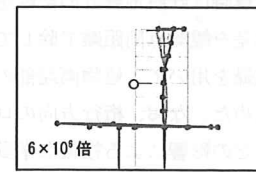
d) 3.0Hz



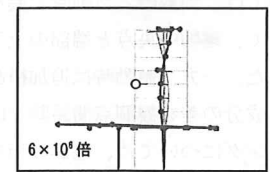
e) 3.5Hz



f) 4.5Hz

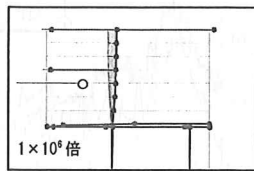


g) 5.5Hz

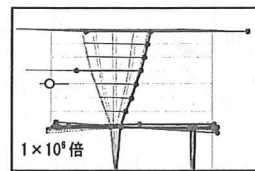


h) 6.5Hz

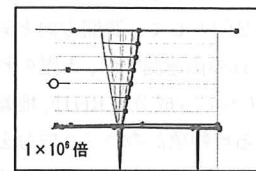
図9 間方向スイープ加振時のモード形の変遷



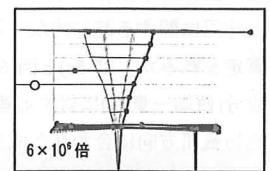
a) 1.5Hz



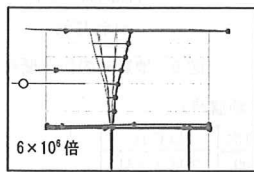
b) 2.41Hz



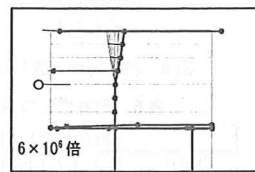
c) 2.59Hz



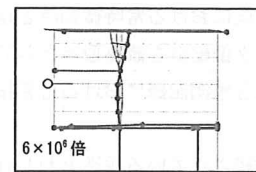
d) 3.0Hz



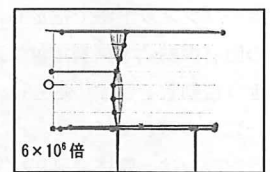
e) 3.5Hz



f) 4.5Hz

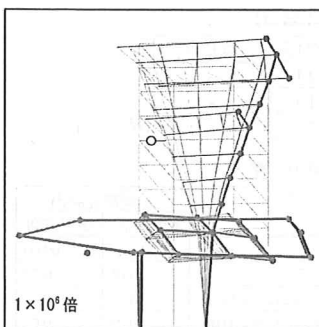


g) 5.5Hz

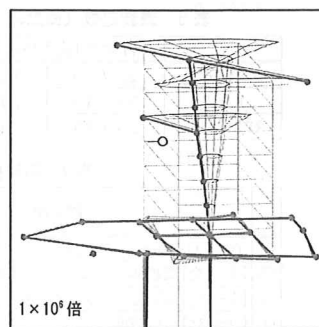


h) 6.5Hz

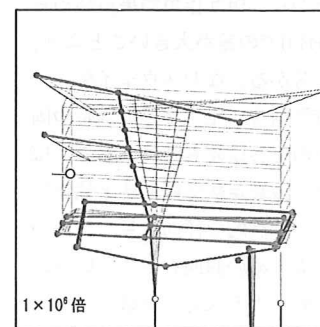
図10 桁行方向スイープ加振時のモード形の変遷



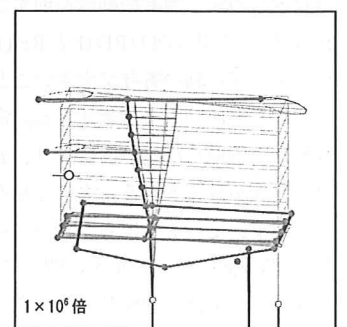
a) 間方向加振 (2.12Hz)



b) 間方向加振 (2.52Hz)



c) 桁行方向加振 (2.41Hz)



d) 桁行方向加振 (2.59Hz)

図11 共振曲線における各ピーク時の立体挙動

た結果のみを示す。

図7及び図8に各方向でのスイープ加振により得られた各階中央点・地盤点の共振曲線、加振力との位相曲線及びコヒーレンスを示す。図7a)では2.12Hzと2.52Hzに共振点が現れ、並進1次とねじれの固有振動数と考えられる。一方、図7b)では桁行並進1次の共振点付近で、2.41Hzと2.59Hzの近接した2つのピークが見られる。各位相は共振点で約90度であり、その時のコヒーレンスの乱れも少ない。3Hz以降でコヒーレンスが乱れ始め、応答が下階から順に上昇していくと同時に位相も落ちていくが、この原因として2次モードへの移行段階にあることが挙げられる。減衰定数を推定する上で、最上階の共振曲線を用いて張間方向2.12Hz、桁行方向2.41Hzのピークに対して1/2法を適用した結果、張間方向は2.6%、桁行方向は3.1%であった。これは表6の結果と比較すると大きめの値である。

次に、振幅依存性について考察する。表7より、②に対して③の張間方向では約18倍、②に対して④の桁行方向では約25倍の振幅を記録した。その結果、特に並進の固有振動数が明確な張間方向では、微動時に対して加振時で0.03Hz程度の低下が見られた。また④と⑤より、スイープ加振と正弦波加振の対応が確認された。さらに

⑤と⑥では、桁行方向で約6.8倍の振幅差があることから、最大振幅となる振動数が0.01Hz程度低下したものと推定される。

周辺地盤の応答については、図8を見ると各方向とも建物の共振振動数で応答が大きくなり、位相差が生じ、コヒーレンスも高いことから、地盤は建物振動により応答が励起されていると推定される。このことは強震時に、建物周辺地盤の地震応答に建物振動の影響が含まれることを示唆している。

5. 地盤との動的相互作用効果を含む建物の立体振動性状

5.1 モード形状

加振時におけるモード形状と立体振動について、アニメーションによる可視化ツール¹⁰⁾を用いて考察する。図9と図10に張間方向、桁行方向それぞれのスイープ加振時の波形に各加振振動数 ± 0.1 Hz範囲のバンドパスフィルタを施して描画したモード形の変遷を示す。なおモード振幅は振動挙動を見やすくするよう、各振動数で倍率を調整している。各階の観測点の振幅と位相に着目すると、加振振動数が上昇するにつれ、下階から応答が減少して2次モードの節が現れ、それが上階へ移動していく様子が分かる。こうした共振時以外での

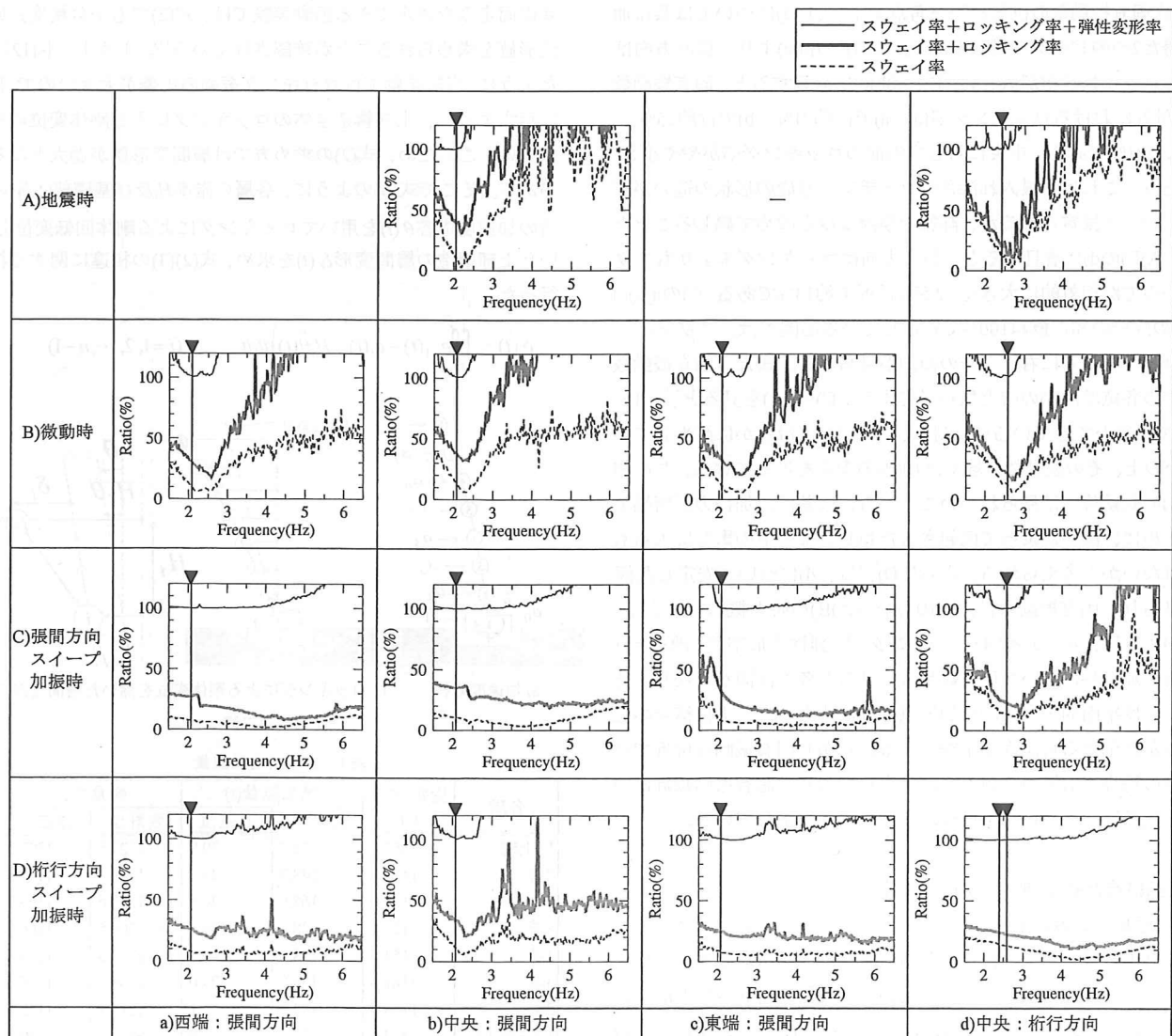


図12 スウェイ率・ロッキング率・弾性変形率

モード形状は、地盤インピーダンスを振動数帯域で評価する際に、上部構造の変形や慣性力の向きを示す指標であると考えられる。

図11に図7の共振曲線に示される各ピーク振動数の時の立体挙動を示す。図11a)では加振力の偏心による影響は見られず、各階の軌跡が直線状かつ平行に並進振動し、1階床面は平面保持のままロッキング振動が生じている。一方、図11b)では建物中央での軌跡が円を描き、建物頂部両端が逆位相でねじれ振動すると同時に、1階床縁は、逆位相でロッキング振動が生じて面外変形が現れている。図11c)と図11d)では軌跡形状の違いはあるが、双方とも並進とねじれの連成振動をしており、一概に両者の区別は難しい。

5.2 スウェイ振動・ロッキング振動

図12にA)2009.8.11駿河湾の地震時、B)深夜0時頃の微動時、C)張間方向スワイプ加振時、D)桁行方向スワイプ加振時における建物のa)西端、b)中央、c)東端の張間方向及びd)中央の桁行方向でのスウェイ率・ロッキング率・弾性変形率を振動数毎に累積で示す。各成分に位相差がある場合は、3つの成分の和が100%を超えることもある。地震時では建物の西端と東端の観測点を設けていなかったため、空欄としている。また、A)～D)の各場合において、地盤-建物連成系の並進1次固有振動数の位置を逆三角点で示し、D)d)については共振曲線で得た2つのピーク振動数を示す。A)B)のa)b)c)より、張間方向は総じてロッキング率が大きい。B)のa)b)c)に着目すると、固有振動数2.1Hz付近におけるロッキング率は、a)では約21%、b)では約25%、c)では約21%であり、中央に対して端部のロッキング率がやや小さい。これは、根入れ深さやフーチング基礎の形状の違いが影響していると推定されるが、詳細な検討は稿を改めて論じることとする。A)B)のd)に着目すると、桁行方向はロッキング率よりもスウェイ率の方が相対的に大きく、2.5Hz付近で約13%である。C)のa)b)c)で3つの成分の和が概ね100%で安定している範囲では、スウェイ率・ロッキング率に右下がりの傾向が見られる。また、固有振動数付近での各値はA)B)の時と概ね対応する。C)のa)b)を見ると、2.3～2.5Hzで段差ができていたのに対し、C)のc)では滑らかに減少している。その上、その振動数帯域では100%の安定を保っている。この相違はB)の微動時には見られないことから、段差は、加振力が西端であるために、偏心によって励起されたねじれモードの影響によるものではないかと考えられる。さらにD)では、d)について安定した傾向が見られ、固有振動数付近での各値はA)B)の時と概ね対応する。

このように、スウェイ率・ロッキング率・弾性変形率は、地震時・微動時・加振時において周波数帯域で見ると各々傾向が異なり、特に加振時は平面的・立面的な加振点位置に依存して、上部構造の立体振動が変化する可能性が示唆される。しかし固有振動数付近ではいずれの場合でも概ね各値ともに対応しており、固有振動数近傍での立体振動性状については比較的共通の傾向を示している。

6. 上部構造と基礎-地盤系の履歴特性

6.1 履歴ループの算定法

強震計の記録から上部構造の各層の履歴ループを算定するには、各階中央の観測点の加速度応答を用いて、各層の層間変形と層せん断力を算定し、力-変位関係を求める方法がある¹⁾。本論では、その方法を地盤まで拡張して基礎-地盤系の履歴ループも併せて算定す

るため、 n 階を屋上階とする建物において、図13a)に示すような多質点系のSRモデルを考える。なお、上記方法を用いた算定の際の注意点として、フィルタの施し方も含めて精度良く加速度記録の2回積分を行うことと、各センサーの時刻同期を正確に行っていることが重要である。前者は層間変形値に、後者は履歴ループの傾きや膨らみに直接影響を及ぼすので、本論では、それらについて十分な検討を行った上での結果を示している。積分については、高速フーリエ変換(FFT)及びその逆変換(IFFT)を用いて振動数領域で行った。

まず i 層の層せん断力 $Q_i(t)$ は、 i 階の重量 m_i と加速度応答 $a_i(t)$ を用いて $i+1$ 階以上の慣性力の和として式(1)から求める。ここで、水平地盤ばね剛性を求めるために必要な、基礎-地盤系に生じる内力を求める際には、数式の解釈上、図13a)に示すように、地盤位置を0階、基礎と地盤の間を0層と置き、地盤の加速度応答を $a_0(t)$ と表記する。

$$Q_i(t) = \sum_{k=i+1}^n m_k a_k(t) \quad (i=0, 1, \dots, n-1) \quad (1)$$

上部構造の層間変形を求める際は、 i 階と $i+1$ 階の加速度応答 $a_i(t)$ と $a_{i+1}(t)$ を用い、式(2)から i 層の層間変形 $\delta_i(t)$ を求める。

$$\delta_i(t) = \iint \{a_{i+1}(t) - a_i(t)\} dt dt \quad (i=1, 2, \dots, n-1) \quad (2)$$

基礎固定系を想定できる振動実験では、式(2)でも十分精度良い層間変形値を求められることが確認されている¹⁾。しかし、図12に示したように、当該建物ではロッキング振動の影響が大きいので、図13b)に示すように、上部構造全体のロッキングによる剛体変位の寄与が大きい。このため、式(2)の求め方は層間変形値が過大となることがある。そこで式(3)のように、各層の階高 H_i 及び基礎部(1階)の回転角の加速度応答 $\ddot{\theta}(t)$ を用いてロッキングによる剛体回転変位分を除いた上部構造の層間変形 $\delta_i(t)$ を求め、式(2)(3)の相違に関する検討も行った。

$$\delta_i(t) = \iint \{a_{i+1}(t) - a_i(t) - H_i \ddot{\theta}(t)\} dt dt \quad (i=1, 2, \dots, n-1) \quad (3)$$

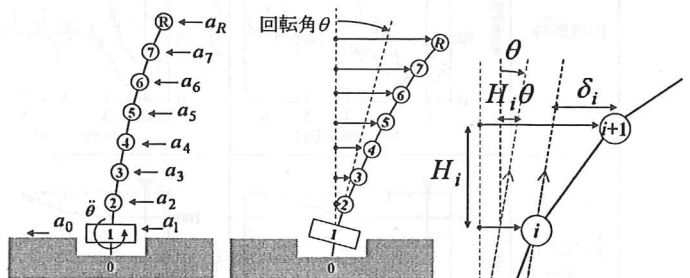


図13 模式図

表8 建物の各階重量

各階	固定重量 (t)	積載重量(t)		総重量(t)	
		設計値	修正値	設計値	修正値
屋上階	1362.4	61.2	30.9	1423.6	1393.3
7階	1100.6	148.7	43.7	1249.3	1144.3
6階	1123.0	165.6	46.9	1288.6	1169.9
5階	1122.1	138.4	44.7	1260.5	1166.8
4階	1154.5	138.4	45.8	1292.9	1200.3
3階	1181.6	158.8	25.0	1340.4	1206.6
2階	1100.5	112.6	33.1	1213.1	1133.6
1階+地下階	5377.4	182.4	82.8	5559.8	5460.2
全体	13522.1	1106.1	352.9	14628.2	13875.1

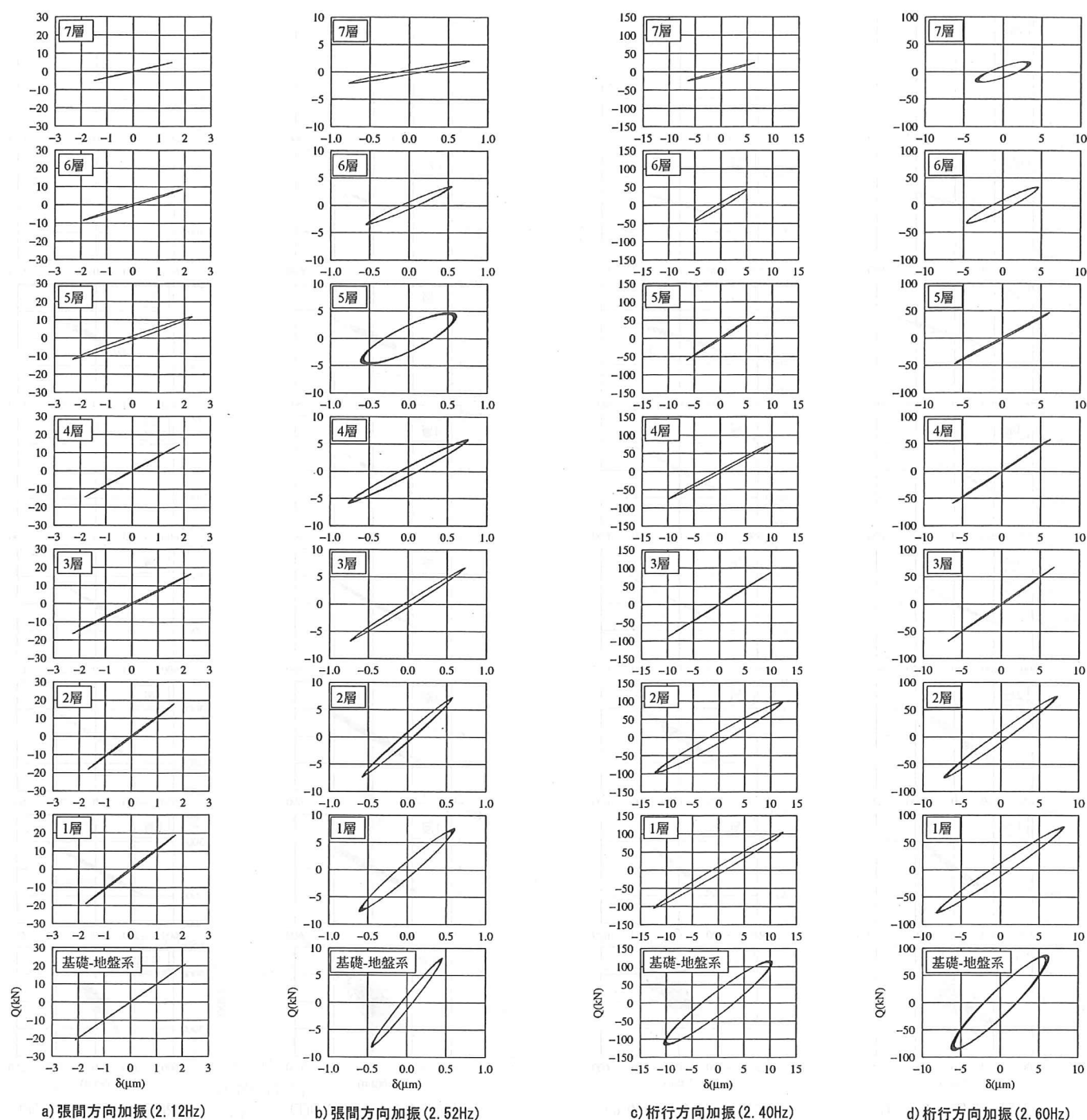


図 14 4 階正弦波加振時における履歴ループ

表 9 実測値と解析値による層剛性と水平地盤ばね剛性の比較

各層	水平剛性 [$\times 10^9 \text{N/m}$]			Ka/Kc	Kb/Kc
	実測値 Ka 式(2)使用	実測値 Kb 式(3)使用	解析値 Kc		
7層	2.16	3.10	4.40	0.49	0.70
6層	3.22	4.32	5.24	0.61	0.82
5層	3.87	4.97	6.35	0.61	0.78
4層	5.76	7.61	7.18	0.80	1.06
3層	5.43	7.05	8.09	0.67	0.87
2層	7.33	10.28	10.00	0.73	1.03
1層	7.55	10.73	11.61	0.65	0.92
基礎-地盤系	9.78	9.78	19.00	0.51	0.51

各層	水平剛性 [$\times 10^9 \text{N/m}$]			Ka/Kc	Kb/Kc
	実測値 Ka 式(2)使用	実測値 Kb 式(3)使用	解析値 Kc		
7層	3.24	3.76	7.24	0.45	0.52
6層	5.94	6.96	7.14	0.83	0.97
5層	7.81	9.03	7.62	1.02	1.19
4層	6.23	6.82	8.24	0.76	0.83
3層	7.82	8.65	8.66	0.90	1.00
2層	7.39	8.04	8.37	0.88	0.96
1層	7.81	8.58	8.15	0.96	1.05
基礎-地盤系	10.72	10.72	16.00	0.67	0.67

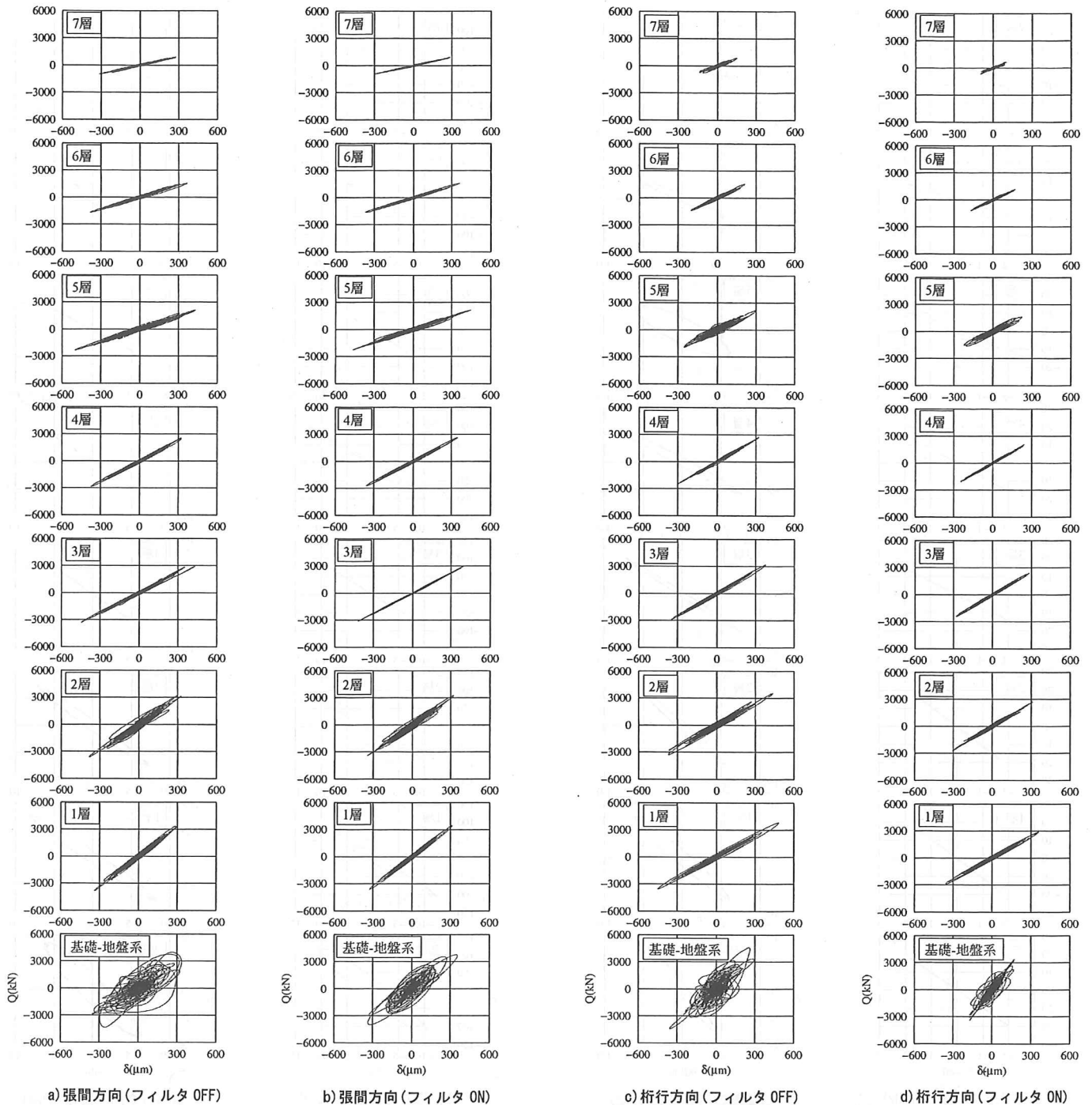


図 15 地震時における履歴ループ

一方、基礎-地盤系の場合は、上部構造の加振時と地震時で算定方法に相違がある。相互作用ばねは基本的に基礎位置と自由地盤との相対変形に対し、反力を生み出すものなので、上部加振時では自由地盤は変位0と考え、一方、地震時には自由地盤の観測値が無いので自由地盤に代えて建物周辺の地盤地表の変位を用いることにする。よって、加振時では式(4)を、地震時では式(5)を用いて基礎-地盤系の変形 $\delta_0(t)$ を求める。なお当該建物には地下階があるが、この手法を用いる場合、地下の埋込み部分は剛体と仮定していることになる。

$$\delta_0(t) = \iint a_1(t) dt dt \quad (4)$$

$$\delta_0(t) = \iint \{a_1(t) - a_0(t)\} dt dt \quad (5)$$

表8に各階重量を示す。重量はモデル構築と層剛性・地盤インピーダンス推定の上で影響を及ぼすため、当該建物の各部屋の使用環境や実状を確認した上で、それに合わせて求めた。当該建物は荷重指針¹²⁾に則り、廊下・講義室・研究室は一般階として同一の積載荷重が用いられているが、本論ではそれらを分別し、廊下は積載荷重0、講義室は机椅子のみ、研究室は机椅子及び書棚やPC機器等を含めた積載荷重を概算して表8に示す修正値を求めた。表8を見ると、当該建物は各階ともほぼ同等の構造及び仕上げのため、ペントハウスや

防水仕上げ等のある屋上階を除けば、固定重量に大きな差は見られない。しかし積載重量は、地下階が機械室、1階がエントランス、2階が事務室、3階が講義室、4階以上が研究室と、使用用途が異なるため、重量の違いが相対的に明確である。また、修正値と設計用地震時積載荷重から求めた設計値を比較すると、積載重量は全体で約750t減少し、設計値の約30%にまで低下している。表8より、当該建物では固定重量が圧倒的な割合を占めていることが分かる。本論では、実状に合わせて修正した各階重量を用いる。

6.2 層剛性及び地盤インピーダンスの同定

図14と図15に4階正弦波加振時及び2009.8.11駿河湾の地震時における上部構造と基礎-地盤系の履歴ループを示す。上部構造の層間変形は式(3)を用いている。図14の各振動数は共振振動数を意味し、各々の履歴ループに用いる加速度波形は共振振動数 $\pm 0.1\text{Hz}$ 範囲のフィルタ波を用いている。なお、図14(c)d)は表4に示したケース10における結果である。図14(a)では、基礎-地盤系も含め全層が概ね直線状の履歴特性を示しているが、図14(b)c)d)では膨らみのあるループが複数確認される。特に図14(c)d)は並進振動とねじれ振動の連成によって位相に変化が生じ、その結果、ループが膨らんでいると推定される。この現象は、図14(b)の5層で特に顕著である。この原因として、加振位置が4階であることが考えられるが、図11(b)に示した立体挙動を見ても、5層だけに特徴的な傾向は見られない。このようなループの膨らみについては、各層に減衰効果を与える要因も考察対象としながら、今後検討する予定である。

図14(a)c)の履歴ループの傾き(8が最大となる点と原点を通る直線の傾き)から求めた水平剛性の実測値と、上部構造のフレームモデル解析⁴⁾による解析値及び水平地盤ばね剛性(基礎-地盤系)の解析値⁴⁾との比較を表9に示す。層剛性は、基礎固定系等価せん断型とした上部構造モデルの静的荷重増分解析から求めた値である。このモデルは、実建物をより適切に表現するよう構築されたものであり、設計時には考慮されていなかった逆梁工法による梁のレベルのくい違いや、直交方向の梁せいを考慮した柱の剛域長の設定などが取り入れられている。一方、水平地盤ばね剛性は、図2、図3、表2などをもとに、地盤・杭・根入れを考慮してモデル化を行い、薄層要素法と有限要素法をフレキシブルボリューム法で組み合わせた方法¹³⁾で求めた地盤インピーダンスの固有振動数における実部の値である。なお、基礎のモデル化の際、根入れ部分は剛体とし、杭は各々のフーチング毎に1本の杭に縮約している¹⁴⁾。表9を見ると、実測値 Ka より実測値 Kb の方が解析値 Kc に近いことから、式(2)よりも式(3)を用いてロッキングによる剛体変位の影響を除去した方が、より適切な推定ができることが分かる。各層剛性は、上層ほど解析値より実測値の方が小さい傾向を示しているが、これは履歴ループの算定に上部構造の曲げ変形が含まれていることや、実際の各階重量と表8の値に誤差が含まれていることなどが挙げられる。曲げ変形の除去については、観測体制の強化により実現可能であると考えられる。水平地盤ばね剛性に着目すると、表9a)では約半分、b)では約3割程度の違いが見られる。このことから、実際の基礎は杭基礎であるにも関わらず地盤との間に緩みなどがある可能性が示唆され、その評価には実測、解析の両面から詳細な検討を要する。

図15の地震時では加振時より応答が1~2桁大きい、両方向とも

に上部構造の傾きは加振時と概ね対応しており、地震記録からも層剛性を評価することが可能である。水平地盤ばね剛性については、振動数によって実部・虚部の値が変化するため、波形にバンドパスフィルタ(張間:1.5~2.5Hz、桁行:2.0~3.0Hz)を施す前と後ではループ形状が変化する。そのため、履歴ループから精度良く水平地盤ばね剛性を求めるには、フィルタの施し方に注意する必要がある。これを理解した上で、図15(b)d)のフィルタを施したループの傾きを加振時と比較すると、張間方向は地震時と加振時で概ね対応しており、桁行方向は地震時の方がやや大きく見える。地震時における水平地盤ばね剛性の客観的な評価手法に加え、回転地盤ばねの同定や共振時以外での振動数帯域における剛性・減衰の変化に関する評価については、稿を改めて論じたい。

7. 結論

本論ではPCaPC造7階建て建物を対象に、高密度観測体制による強震観測及び常時微動計測と強制加振実験を実施し、動的相互作用効果と立体振動性状の把握、建物重量の評価、履歴特性に基づく層剛性・地盤インピーダンスの同定及び解析モデルとの比較を行った。以下に得られた知見をまとめて示す。

- 1) 強震観測、常時微動計測、強制加振実験から基本的振動性状と立体振動挙動を明らかにした。張間方向はロッキング振動が、桁行方向はねじれとの連成振動が確認され、2方向とも複雑な立体振動性状を示す。
- 2) 加振によって周辺地盤は建物振動の影響を受けることが確認され、特に共振時では著しい。このことから、地震観測における地盤観測点の位置決定や、建物振動の影響を除去した自由地盤記録の作成、地盤インピーダンスの同定において地盤応答挙動を確認する上での利用が可能と考えられる。
- 3) スウェイ率・ロッキング率は、固有振動数近傍では地震、微動、加振によって大きな差は見られないが、他の振動数帯域では様相が変化し、特に加振時では加振力の偏心による建物各部の応答差が見られた。また、建物中央と端部における張間方向のロッキング率に差が見られた。
- 4) 建物重量は、当該建物の使用環境や実状を確認した上で、設計荷重を見直して評価・算定した。その結果、積載重量の設計値は修正値より約750t多く見積もられており、修正値は設計値の約30%程度であった。
- 5) 相互作用を考慮した上部構造と基礎-地盤系の履歴ループの算定法を示すとともに、層剛性と水平地盤ばね剛性を同定し、数値解析モデルによる解析値と比較・検討した。各層剛性の実測値と解析値には、上部構造の曲げ変形等を原因とする差異が見られた。
- 6) 共振時以外でのモード形状を参考に、上部構造の変形や慣性力の向きを検討しながら、振動数帯域における地盤インピーダンスの変化を推定できる可能性が示唆される。

今後、継続的に強震観測を行うとともに、観測体制の改良や新たな強制加振実験を行うことで、地盤-建物連成系としての層剛性・地盤インピーダンス・減衰の同定及び数値解析モデルとの相違について追加検討する予定である。また、これにより振動モデル構築や構造ヘルスマonitoring、損傷同定システムの実用化に向けての基礎資料が得られるものと考えられる。

参考文献

- 1) 松山智恵, 福和伸夫, 飛田潤: 強震観測・強制振動実験・常時微動計測に基づく隣接する中低層建物の振動特性, 日本建築学会構造系論文集, 第 545 号, 2001.7
- 2) 壁谷澤寿一, 壁谷澤寿海, 松森泰造, 壁谷澤寿成, 金裕錫: 実大 3 層鉄筋コンクリート建物の振動実験, 日本建築学会構造系論文集, 第 73 巻, 第 632 号, 2008.10, pp1833-1840
- 3) 日本建築学会: 地震荷重-その現状と将来の展望, pp.119, 1987
- 4) 榊原啓太, 福和伸夫, 飛田潤, 小島宏章: 観測された動特性を説明可能な構造物の振動解析モデルの構築, 日本建築学会技術報告集, 第 13 巻, 第 25 号, 2007.6, pp.65-68
- 5) 飛田潤, 福和伸夫, 小島宏章, 浜田栄太: 地盤・建物系の高密度強震観測の展開と建物動的挙動の検討, 日本地震工学会論文集, 第 7 巻, 第 2 号, 2007.3, pp37-56
- 6) 福和伸夫, 飛田潤, 中野優, 飯場正紀, 護雅史, 宮腰淳一, 小島宏章: 戦略的強震観測及び地震被害分析に基づく中低層建物の地震時挙動及び耐震性能の解明, 文部科学省科学研究費補助金・基盤研究(B)(2)研究成果報告書, 研究課題番号 15360295, 2005.3
- 7) 護雅史, 福和伸夫, 飛田潤: 減災行動を誘導するための統合型地震応答体感環境の構築, 日本建築学会技術報告集, 第 15 巻, 第 30 号, 2009.6, pp.605-610
- 8) 八木茂治, 福和伸夫, 飛田潤: 常時微動計測に基づく低層 RC 造建物の伝達関数推定にレーリー波による回転入力を与える影響, 日本建築学会構造系論文集, 第 552 号, 2002.2
- 9) 福和伸夫, 山崎靖典, 小島宏章, 飛田潤: 観測記録に基づく微動時・強風時・地震時の建築物の応答性状の違いの分析, 日本建築学会構造系論文集, 第 598 号, 2005.12
- 10) 廣野衣美, 牧原慎一郎, 福和伸夫, 飛田潤, 護雅史, 小島宏章: 多点多成分振動観測記録の効果的な分析を支援する動画アプリケーションの開発, 日本建築学会技術報告集, 第 14 巻, 第 28 号, 2008.10, pp423-428
- 11) 飛田潤, 福和伸夫, 平田悠貴, 長江拓也: 普及型強震計による高層建物の応答特性と損傷のモニタリング, 構造工学論文集, Vol.56B, 2010.3, pp.229-236
- 12) 日本建築学会: 建築物荷重指針・同解説
- 13) 文学章, 福和伸夫: 隣接建物の存在が直接基礎の動的相互作用特性に与える影響, 日本建築学会構造系論文集, 第 600 号, 2006.2, pp97-105
- 14) 文学章, 福和伸夫, 小島宏章, 酒井理恵子: 大規模群杭の効率的な動的相互作用解析法, 日本建築学会構造系論文集, 第 607 号, 2006.9, pp109-116