

# 実測に基づく建築物の固有振動数・減衰定数・モード形に与える各種要因の分析

名古屋大学大学院環境学研究科都市環境学専攻博士前期課程2年  
福和研究室 山崎 靖典

## 1. 序論

2003年十勝沖地震では、幸い人的被害として死者は出ず、住家被害は全壊が116棟、半壊が368棟であった。しかし、この地震では苫小牧市を中心として、地震の揺れに伴う液面揺動（スロッシング）により、数多くの石油タンクが被害を受けた。被害を受けたタンクの大きさから、スロッシングに密接に関係するのは周期数秒から十数秒の長周期の地震動である。この地震により、以前から一部の研究者の間で問題視されていた、高層建物の安全性について本格的に焦点があてられるようになった。近い将来発生すると考えられる東海・東南海・南海地震では周期数秒の波が2分以上続くと指摘されている。都市部の堆積平野に立地する高層建物にとっては初めて経験する、危険な地震動であると言える。従って、これまで安全と考えられてきた高層建物も含め、既存建物の振動特性の把握が重要な問題となっている。

建物応答に関わる重要なパラメータには固有周期、減衰定数がある。現在、設計に用いられている減衰定数は常時微動計測により収集された実測資料を参考に設定されているが、その大部分はS造で2%、RC造で3%を採用している。建物の減衰定数を正確に予測する理論的方法は今のところ存在せず、その評価は従来から実測に頼っている。実在建物の実応答性状の把握、振動特性の評価など、実測記録の果たす役割は非常に大きいと言える。

一方で、実測記録は、地盤と建物の動的相互作用の問題、隣接建物間相互作用の問題、入力複雑さなど様々な不明瞭な要因が複合した結果であるために、結果の解釈に困難を伴うことが少なくない。2000年に導入された限界耐力計算法は、表層地盤の増幅効果や、相互作用効果を設計に取り入れることが可能になったが、従来の動的相互作用の主たる研究対象は原子力関連施設や超高層建物であり、都市域に多く存在する中低層建物に着目した研究事例は僅かである。一方で、都市域の建物の多くは隣接して建てられており、単独時とは異なった挙動をすることが考えられる。しかし、隣接する建物についての詳細な計測事例は殆どなく、実測資料は不十分である。また、現在、常時微動記録に基づき推定された結果を、地震時の設計を行う際の参考資料として用いているが、微動と地震時の入力機構の違いにより、構造物の立体振動として励起される振動モードが異なっている可能性が考えられる。

そこで、本論文ではまず、既存の高層建物を対象とし、現状の動的設計の問題点を把握し、次に豊富な多点同時観測記録に基づき、地盤と建物の動的相互作用の問題、隣接建物間相互作用の問題、入力機構の問題について、主に固有振動数、減衰定数、モード形に着目し検討を行う。

## 2. 高層建物の固有周期と減衰定数の設計値と実測値の分析

図1に兵庫県南部地震以前と以後に建設された高層建物について、設計固有周期の分布と、主な設計用入力地震動の速

度応答スペクトル( $h=0.02$ )との関係を示す。震災前の建物では、既往波のスペクトルの谷となる1.8秒~2.4秒付近の周期帯域に設計値を有するものが多い。しかし、震災後には模擬地震動の利用率が高まり、特定の周期帯域に設計固有周期が偏りを見せる傾向は緩和されてきている。次に、実在高層建物で常時微動計測を行い、設計値と実測値の比較、地盤との周期の近接度合いについて検討を行った。表1に計測建物の概要を示す。常時微動計測は可搬型の強震計を用いて加速度を測定し、計測時間は30分とした。建物振動特性の評価方法として、固有振動数はフーリエスペクトルの卓越振動数から、減衰定数はRD法を用いて生成した自由振動波形に対数減衰率を適用し評価した。図2に、実測固有周期と近隣地盤の微動H/Vスペクトルによる長周期領域の卓越周期の関係を示す。図より、軒高が100mを超える建物では実測1次固有周期が地盤の卓越周期に近接しているものもあり、共振現象が起こる可能性がある。図3に実測減衰定数と実測固有振動数の関係を示す。微動振幅レベルではあるが、実測1次減衰定数で設計1次減衰定数を上回ったのは1棟のみである。また、剛性比例減衰を仮定した際の振動数比例ほど高次減衰増大の傾きは急ではなく、設計時に減衰定数を

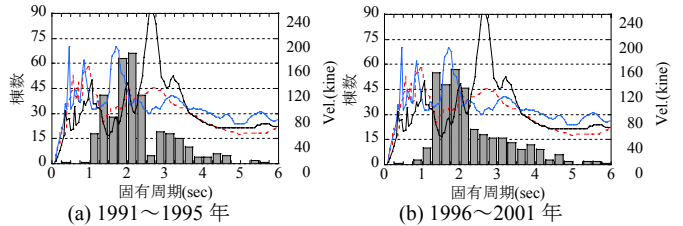


図1 設計固有周期と設計用入力地震動

表1 計測建物概要

件名	階数	軒高(m)	主体構造	測定階
Aビル	地上16階、地下4階、塔屋2階	59.50	S造	15階
Bビル	地上19階、地下1階	75.00	S造	17階
Cビル	地上26階、地下3階、塔屋1階	96.00	S造	24階
Dビル	地上15階、地下2階、塔屋3階	52.35	S造	13階
Eビル	地上17階、地下2階、塔屋1階	72.20	S造	16階
Fビル	地上18階、地下2階、塔屋1階	76.45	S造	18階
Gビル	地上28階、地下3階	109.90	S造	14階
Hビル	地上18階、地下1階、塔屋1階	69.20	S造	18階
Iビル	地上15階、地下3階、塔屋1階	71.40	S造	13階
Jビル	地上23階、地下4階、塔屋3階	96.80	SRC造	18階
Kビル	地上31階、地下4階、塔屋1階	132.70	H造	12階

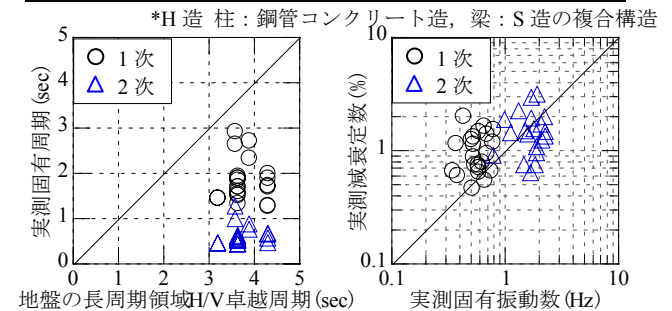


図2 地盤の卓越周期と実測固有周期

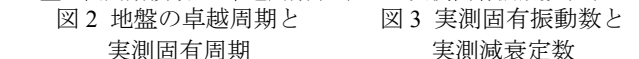


図3 実測固有振動数と実測減衰定数

\*H造柱：鋼管コンクリート造、梁：S造の複合構造

### 3. 隣接建物の建設に伴う振動特性の変化

#### 3.1 対象建物概要

対象建物は名古屋大学東山キャンパスに立地する既存の S 造 10 階建ての IB 電子情報館北棟（以下、北棟）と周囲に建設される RC 造 5 階建ての南棟，柱が SRC 造，梁が S 造で 7 階建ての西棟，RC 造 1 階建て（一部 2 階建て）の中棟である。図 4 に対象建物平面図を，表 2 に構造概要を示す。

#### 3.2 常時微動計測及び強震観測の概要

隣接建物の建設が既存建物に及ぼす影響を検討するために以下の 3 種類の実測を行った。

(1) 北棟に設置している強震計（図 5）を用いて，隣接建物の建設工事期間中に常時微動計測を行った。約 4 日間毎に強震計を手動で動作させ，加速度成分を 100Hz サンプリングで 10～30 分間収録した。この記録から，既存建物の長期的な振動特性の変化を検討する。

(2) 常時微動計（5 秒計）を用い，西棟の建設段階毎に図 5 に示す配置で常時微動を高密度同時観測した。計測は，地盤 2 地点と西棟の 1F および 2F,3F,5F 床スラブが打設された直後に当該床に建物上部観測点を設置し，速度成分を 200Hz サンプリングで 30 分間収録した。同時に北棟でも強震計を手動で動作させて常時微動計測を行っている。この記録を用いて，西棟の建設段階毎の振動特性の変化と，それに伴う北棟の振動特性の変化の関係を検討する。

(3) 北棟では竣工してから継続的に強震観測を行っており，隣接建物の着工前までに 28，工事期間中に 14，竣工後に 24

の地震記録を得ている。隣接建物竣工後は，隣接建物間相互作用を観測できるように，図 6 に示すセンサー配置で強震観測を行っている。

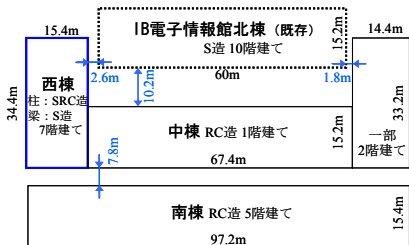


図 4 対象建物平面図

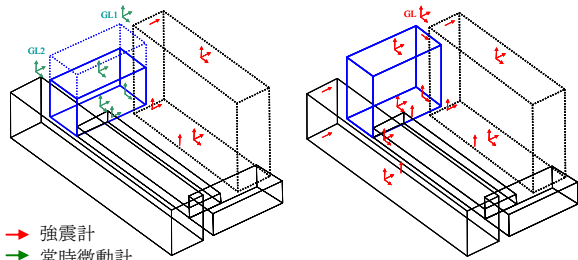


図 5 常時微動観測点

図 6 強震観測点

表 2 対象建物構造概要

建物名	IB電子情報館北棟	南棟	西棟	中棟
延床面積	10,525m <sup>2</sup>	7,440m <sup>2</sup>	3,322m <sup>2</sup>	2,860m <sup>2</sup>
階数	地上 10階 地下 1階	5階	7階	1階 (一部) 2階 1階
軒高	41.1m	21.95m	31.34m	4.6m (一部) 12.35m
構造種別	地上 S造 地下 SRC造	RC造	柱：SRC造，梁：S造	RC造
骨組形式	X方向 ラーメン構造 Y方向 ラーメン構造	ラーメン構造 耐震壁付き ラーメン構造	耐震壁付き ラーメン構造	ラーメン構造
根入深さ	GL-7.5m	(一部)GL-6.6m, 10.4m	GL-3.75m	GL-7.0m (一部)GL-9.8m
基礎種別	杭基礎	場所打ち杭	PHC杭	PHC杭
杭径	1300φ, 1400φ, (拡底部)1900φ, 2400φ	400φ, 600φ	600φ	600φ
杭長	41.7m	16-24m	23m	16-26m

### 3.3 建設工事中の北棟の振動特性の推移

論文中では前節で説明した 3 種類の実測記録から検討を行ったが，梗概では(1)の記録を用いた分析結果を説明する。

既存建物の固有振動数と減衰定数が隣接建物の建設期間中にどのように推移しているか検討する。図 7 に隣接建物（西棟，中棟）の建設状況，及び強震計を用いた常時微動計測を行った際の風速を示す。ここで風速は，当該建物から約 1.5km 離れた名古屋地方気象台発表の 10 分間平均風速を用いている。図右端（8/8～8/9）の風速が大きい部分は，台風通過時に 5 回の計測を行ったものである。RD 法によって生成させた自由振動波形に対し，1 自由度系の自由振動波形の式に基づき，最小 2 乗法を用いてフィッティングすることで求めた，固有振動数，減衰定数の推移を図 8,9 に示す。図 7～9 を見ると，強風時に固有振動数が低下し，減衰定数が増加する振幅依存性が見られる。次に図 9 を見ると，張間方向は 4/5 を境に 2 次の減衰定数が 4%から 2%程度に急激に低下している。この時期の建設状況を図 7 から見ると，隣接建物の BF 躯体打設時期と対応しており，隣接建物の建設が北棟の張間方向の振動に影響を与えることが分かる。

### 4. 微動・強風・地震時の建築構造物の振動性状

#### 4.1 対象建物及び観測概要

対象建物は前章で対象とした北棟，西棟，南棟であり，3.2 節で説明した(1),(3)の常時微動記録，強震記録を用いる。また，(1)と同様の計測方法で台風接近時に計測を行うことで，上部入力の影響が大きいと考えられる強風時の記録を収録した。論文中では北棟，西棟，南棟の 3 棟について検討を行ったが，梗概では北棟の分析結果を説明する。

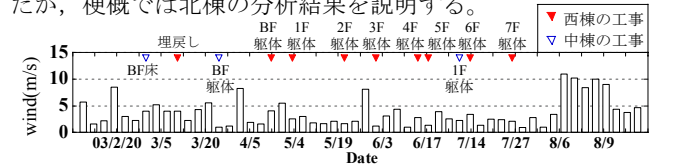


図 7 隣接建物の工事の進展と強震計を用いた常時微動計測時の風速

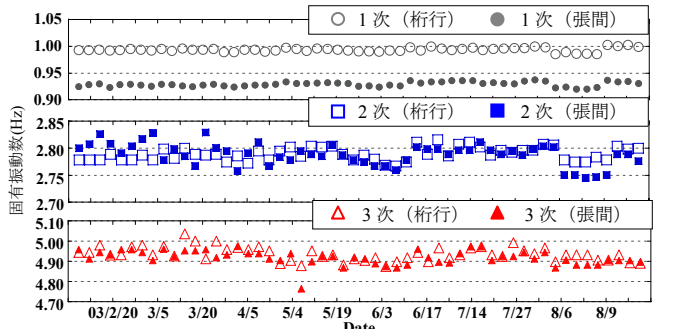


図 8 隣接建物の建設工事期間中の固有振動数の推移

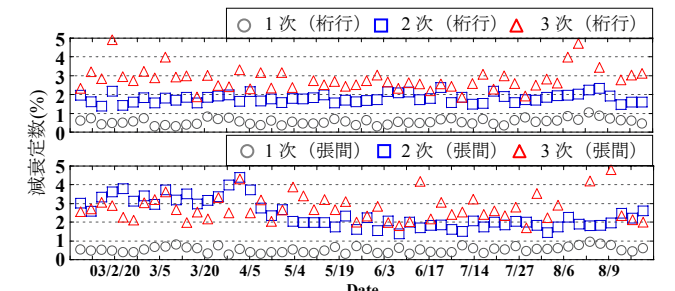


図 9 隣接建物の建設工事期間中の減衰定数の推移

## 4.2 各観測点の最大応答値の比

微動・強風時の各観測点間の最大応答加速度の比と風速の関係、地震時の各観測点間の最大応答加速度の比と屋上階中央での最大応答加速度の関係を示す。図 10.(a),(b)より、強風時には上部入力により、構造物頂部の応答が増大するため、屋上と1階との応答比は微動、地震時と異なり風速に依存する傾向を示している。また図 10.(c),(d)より、微動・強風時の1階でのねじれ成分は地震時と比較すると大きくなっている。これは、風によるねじれ動励起や、微動時の表面波によるねじれ入力動の影響と推察される。微動時の表面波の影響は、屋上のねじれ動を示した図 10.(e),(f)、ロッキング応答を示した図 10.(g),(h)でも顕著に確認される。以上より、微動・強風時と地震時を比較すると、微動時には表面波によるねじれ、ロッキング入力動成分、強風時には上部構造への風圧力による弾性変形の影響が強く表れていると考えられる。

## 4.3 伝達関数

図 11 に北棟張間方向の微動・強風・地震時の伝達関数 (RF/GL、RF/1F、RF/(1F+H0)) の振幅を、微動・強風時には風速順に、地震時は屋上階中央での最大応答加速度順に描いたコンター図を示す。北棟では2001年3月の竣工後から継続的に強震観測を行っており、2004年4月から隣接建物のセンサー設置とともに地盤観測点を新たに設置した。このため、伝達関数の種類によって収録データ数が異なっており、縦軸

の値は異なっているが、風速あるいは振幅の増大による伝達関数の変化に着目する。図より、入力を地盤、あるいは建物部への水平入力と仮定して推定した伝達関数は、風速が強くなるにつれてピークの幅が広がっていることが分かる。伝達関数の形状が変化する要因の一つとして、風による上部入力と考えられる。一方、地震時の図ではこのような変化はなく、ピークの振動数に着目すると、屋上階中央での最大応答加速度が大きくなるにつれ、固有振動数が低下することが確認できる。

## 4.4 固有振動数・減衰定数

前節で説明した伝達関数に対して、1自由度系伝達関数カーブフィットを適用し、固有振動数、減衰定数の推定を試みる。図 12,13 に推定結果を示す。相互作用効果の影響がさほど大きな建物ではないため、固有振動数は RF/GL > RF/1F > RF/(1F+H0) の順に長周期化しているが差は小さい。固有振動数は入力を地盤、あるいは建物基部への水平入力と仮定して推定した伝達関数でも評価できると考えられる。しかし、微動時の基礎固定系の減衰定数と、強風時の3種の伝達関数から評価した固有振動数と減衰定数は傾向から外れており、適切な評価が行えていないと言える。

## 4.5 振動モード形

### 4.5.1 スウェイ率・ロッキング率・弾性変形率

微動・強風・地震時の振動モード形を検討するにあたり、3者での相互作用系のモードの差異を検討するため、スウェイ率・ロッキング率・弾性変形率に着目する。スウェイ成分は地動も含む1階の水平成分とし、ロッキング成分は1階床でのロッキング角×建物高さとした。図 14 に北棟張間方向の微動時 (10分間平均風速 1.2m/s)、強風時 (10分間平均風速

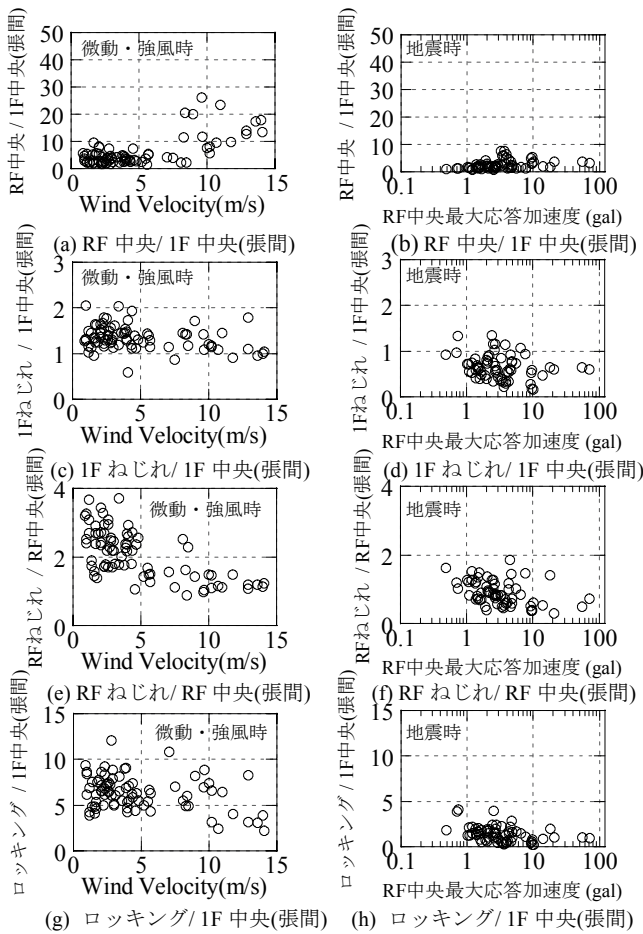


図 10 各観測点の最大値の比  
(左：微動・強風、右：地震)

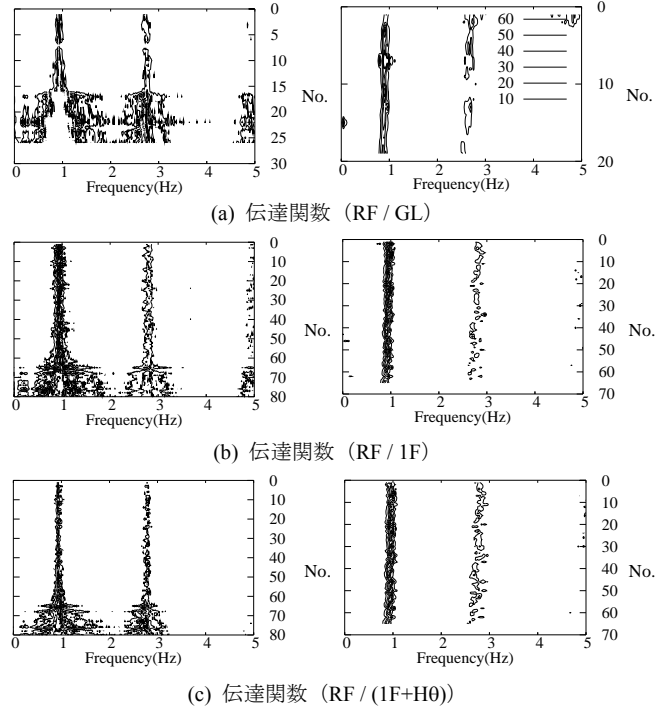


図 11 伝達関数の振幅のコンター図  
(左：微動・強風時、風速順  
右：地震時、RF 中央最大応答加速度順)

14.1m/s), 2004.9.5 に発生した紀伊半島南東沖の地震(Mj=7.4)のスウェイ率・ロッキング率・弾性変形率を図 14 に示す。図中に三角(▽)でRF/GLのピーク振動数を示す。図より、固有振動数付近では3者の対応が比較的良いものの、やや低振動数帯域に着目すると、微動時にはロッキング成分、強風時には弾性変形成分、地震時にはスウェイ成分の寄与が大きいことが分かる。このような変形成分の差が、伝達関数の差異の原因となっていると考えられる。

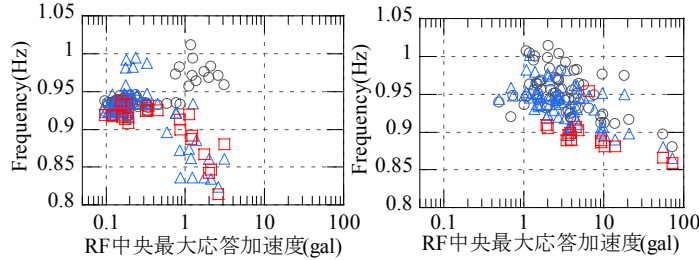


図 12 応答加速度と固有振動数の関係  
(左: 微動・強風時, 右: 地震時)

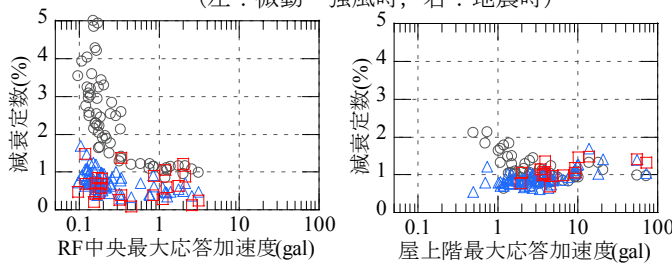


図 13 応答加速度と減衰定数の関係  
(左: 微動・強風時, 右: 地震時)

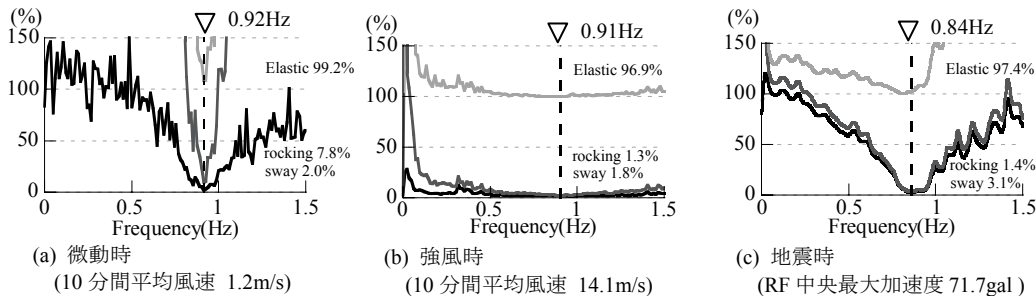


図 14 スウェイ率・ロッキング率・弾性変形率

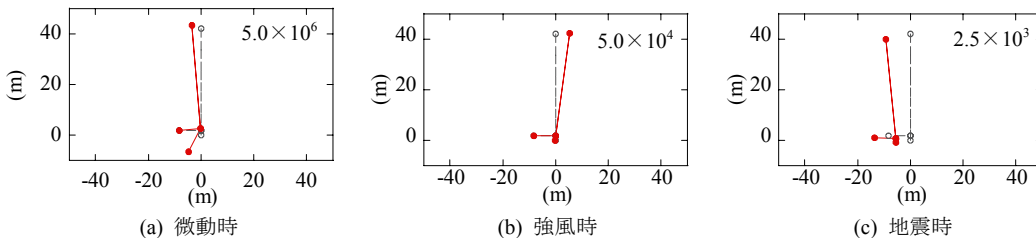


図 15 0.5Hz の振動モード形

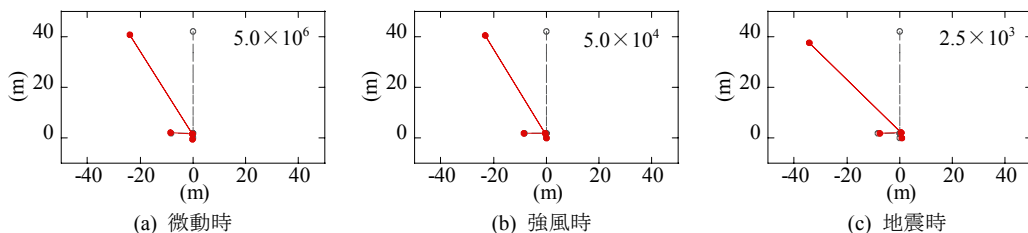


図 16 1次振動モード形

#### 4.5.2 モード形

図 15,16 に 0.45Hz~0.55Hz がフラットとなるバンドパスフィルターと、1次モードが卓越する振動数帯域にバンドパスフィルターで処理を施した波形で、屋上階の応答変位が最大となる時刻での、微動・強風・地震時のモード形を示す。図には、屋上階中央、1階中央、1階南端部の応答を示し、地盤-建物連成系のモード形を見るために、1階中央の下に地盤の応答を示す。微動時は応答変位を  $5.0 \times 10^6$  倍、強風時は  $5.0 \times 10^4$  倍、地震時は  $2.5 \times 10^3$  倍して描いている。図より、固有振動数付近のモード形は3者が比較的良い対応を示しているのに対し、0.5Hz 付近のモード形は3者が異なっていることが分かる。微動時にはロッキングによる応答が卓越し、強風時には上部構造の弾性変形成分が卓越している。これに対し、地震時には上部構造が地盤の動きと連動し、剛体的な挙動が卓越しており、入力之差が明確である。以上、2種類の振動数帯域でのモード形からも3者での変形成分の差を確認した。

#### 5. 結論

本論では、まず常時微動計測に基づき、実在高層建物の振動特性を検討し、減衰定数を過大評価している可能性があることを指摘した。また、いくつかの建物で地盤と建物の周期が近接し、共振現象が起こる可能性を指摘した。これらの結果は耐震設計における応答解析と関係し、安全性に大きく影響する。次に固有振動数・減衰定数・モード形に与える各種要因について豊富な実測記録に基づき検討を行った。得られた知見を以下に示す。(1) 隣接建物の建設により、既存建物の張間方向の振動特性に変化が認められた。都市域に林立する構造物は、単独時とは異なる振動挙動を示す可能性がある。(2) 微動時は表面波などの存在により、ねじれ、ロッキング成分が、強風時は上部入力により、弾性変形成分が、地震時は剛体的な挙動が卓越することを指摘した。従って、特に微動時の振動システムを適切に理解するためには、水平動だけでなく、ロッキング、回転入力動を計測、推定することが重要である。(3) 強風時の伝達関数はピークの幅が広がり、見かけの減衰が増大することを指摘した。微動記録を取り扱う際、高層建物のように上部入力が支配的であると考えられる建物、あるいは強風時の観測記録を用いる際は注意が必要である。