

長期の強震観測に基づく複数の中低層建物の応答特性とその変化

RESPONSE CHARACTERISTICS AND ITS VARIATION OF LOW- AND MID-RISE BUILDINGS
BASED ON LONG-TERM EARTHQUAKE RESPONSE OBSERVATION

松下卓矢*, 飛田潤**, 福和伸夫***

Takuya MATSUSHITA, Jun TOBITA and Nobuo FUKUWA

Earthquake response observation has been performed in over ten years on several low- and mid-rise buildings including various size, shapes, structures and foundations. In the present paper, basic response characteristics of buildings and its variation during several years are discussed based on re-examination and statistical analysis of all the observed earthquake records. Characteristics of maximum response amplification, natural frequency and damping ratio are discussed with frequency content of ground motion, and building properties including soil-structure interaction. Change and variation of characteristics are discussed considering amplitude dependency and structural damage. The results show a basis of response evaluation and structural health monitoring of ordinary buildings.

Keywords: Earthquake response observation, Low- and Middle-rise buildings, Natural frequency,

Damping ratio, aged deterioration, Amplitude dependency, Structural health monitoring

強震観測, 中低層建物, 固有振動数, 減衰定数, 経年変化, 振幅依存性, 構造ヘルスマニタリング

1. はじめに

地盤・建物の強震観測は1950年代から半世紀以上の歴史があり、地震動の特性、建物への入力、建物応答特性などに関する実現象を捉えることで、耐震設計や新構造技術の発展に寄与してきた。特に1995年兵庫県南部地震を契機に、地盤の強震観測は全国的な高密度化とネットワーク化が進み、震度や波形記録が公開されて、研究のみならず耐震設計や防災の実務に活用される段階まで来ている¹⁾。

建物の強震観測については、建物ごとの目的に応じて、経費や体制により様々な形で実施されてきた。日本建築学会強震観測小委員会の集計²⁾によれば、建築学会の論文等で観測結果が何らかの形で公表された建物数は2011年までに約400例とされており、そのうち10階以下が74%、免震・制振以外が68%である。観測結果の詳細な検討が行われるのは大規模・重要施設や特殊構造の建物が多いが、一方で一般的な中低層建物での観測も実施されていることがわかる。2011年東北地方太平洋沖地震では、免震・制振あるいは高層・大規模建物に関して観測記録の収集と発表がなされ³⁾、今後のデータ公開の道筋となる可能性がある。一般的な建物に関しては継続的観測体制による成果の公表は必ずしも多くないが、建築研究所の例

などがある。

一方、建物の長期的な変化を目的とした構造ヘルスマニタリングは、技術的な開発が進み、実際の適用例も出てきており、東北地方太平洋沖地震では首都圏の建物で実際に動作した例が報告されている⁵⁾。将来の広域・大規模地震災害において、きわめて多数の建物が重大な損傷を被る場合に、建物の安全確保や継続使用のための被災度（あるいは健全度）の評価を行うには現状の建築構造技術者では不足であることから、何らかのモニタリングシステムが必須となることは明らかであり⁶⁾、実建物やEディフェンス実験による検討も進んでいる^{7,8)}。この際に、継続的な振動観測に基づく建物の基本的な振動特性（主に固有振動数）とその変化は重要な情報となる^{9,10)}。

筆者らの研究グループでは、多数の建物での強震観測・常時微動計測を10数年にわたり継続している¹¹⁾。これらのなかで特に強震観測については学内の一般的な中低層建物が多く、地盤と建物の動的相互作用や非構造部材の影響、建物ごとに異なる不整形や隣接建物の影響などの詳細な検討を行ってきた。本論では、最近竣工した免震建物なども含め、東北地方太平洋沖地震を含む最近数年間の観

*名古屋大学大学院環境学研究科 大学院生

**名古屋大学災害対策室 教授・工博

***名古屋大学減災連携研究センター 教授・工博

Grad. Student, Grad. School of Environmental Studies, Nagoya Univ.

Prof., Disaster Management Office, Nagoya Univ., Dr. Eng.

Prof., Disaster Mitigation Research Center, Nagoya Univ., Dr. Eng.

測記録¹²⁾を加え、観測開始時からの記録を整理するとともに、それらの統計的な分析も含めて建物振動特性の傾向や長期にわたる変化について考察することを目的とする。この結果は、一般的な建物の

地震応答特性に関する傾向を明らかにするとともに、大地震時の被災度判定などに向けた構造ヘルスマニタリング技術の基礎資料としての意味を持つものと考えられる。

表 1 対象建物の概要

建物No.		①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨	⑩	⑪
構造種別		PC造	SRC造	RC造	PC造	SRC造	RC造	SRC造(免震)注・SRC造・梁・S造	RC造	RC造	RC造(免震)	S造
階数	地上	7階	10階	4階	7階	6階	3階	7階	7階	5階	4階	10階
	地下	1階	1階	-	-	-	-	2階	-	1階	-	1階
軒高		29.7m	39.3m	17.9m	32.5m	22.3m	12.5m	33.2m	31.3m	22.0m	20.0m	41.1m
建築面積		852m ²	1501m ²	1155m ²	1525m ²	604m ²	374m ²	5911m ²	529m ²	1416m ²	5100m ²	987m ²
骨組形式	桁行	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	耐震壁付き 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	ラーメン構造	ラーメン構造	ラーメン構造
	梁間	耐震壁付き 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	耐震壁付き 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	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	ラーメン構造
基礎・杭種別		PHC杭	PHC杭	RC杭	直接基礎	PC杭	直接基礎	場所打ち杭	PHC杭	PHC杭	直接基礎	場所打ち杭
杭長		36m	48m	6m	-	12m	-	40.85m	23m	24m	-	41.7m
根入れ		GL-4.1m	GL-2.5m	GL-0m	GL-2.6m	GL-2.2m	GL-1.4m	GL-16.8m	GL-3.8m	GL-3.5m	GL-3.7m	GL-7.3m
地盤・建物連成系	桁行	2.52Hz	1.87Hz	4.77Hz	1.70Hz	4.44Hz	5.05Hz	1.31Hz	2.82Hz	3.77Hz	2.01Hz	0.94Hz
固有振動数	梁間	2.37Hz	1.79Hz	4.42Hz	1.66Hz	3.75Hz	5.90Hz	1.28Hz	2.70Hz	3.52Hz	2.27Hz	0.94Hz
平均Vs		280m/s	220m/s	244m/s	228m/s	302m/s	302m/s	228m/s	250m/s	250m/s	228m/s	250m/s
地震記録数		344	61	74	44	89	55	84	164	164	64	164
竣工年		2003	1995	1963	2003	1982	1979	2003	2005	2005	2007	2000
観測期間		2004.5~	1996.10~	1996.10~2009.8	2008.4~	1999.3~	2000.3~	2005.6~	2004.7~	2004.7~	2009.2~	2004.7~

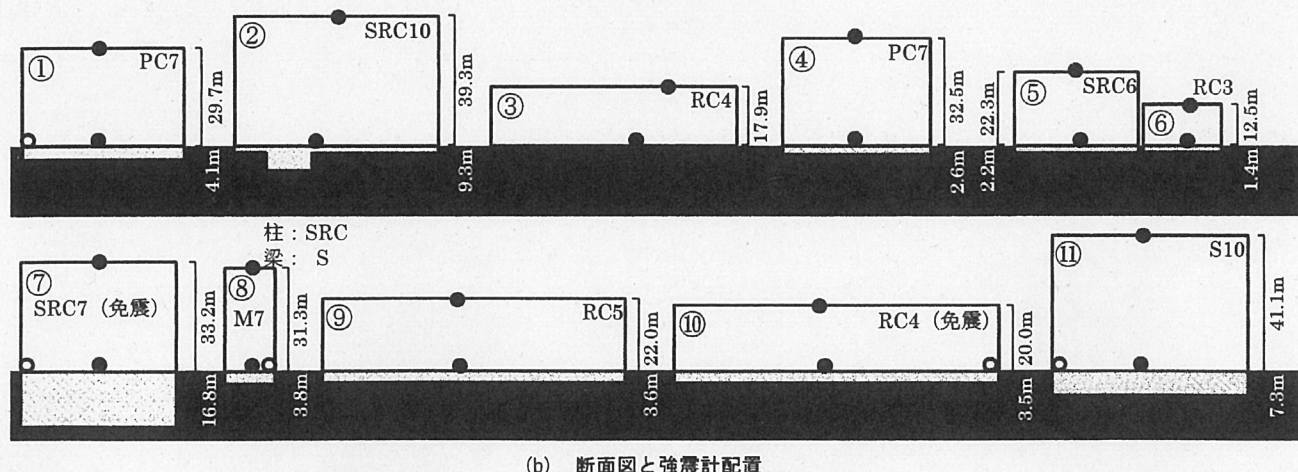
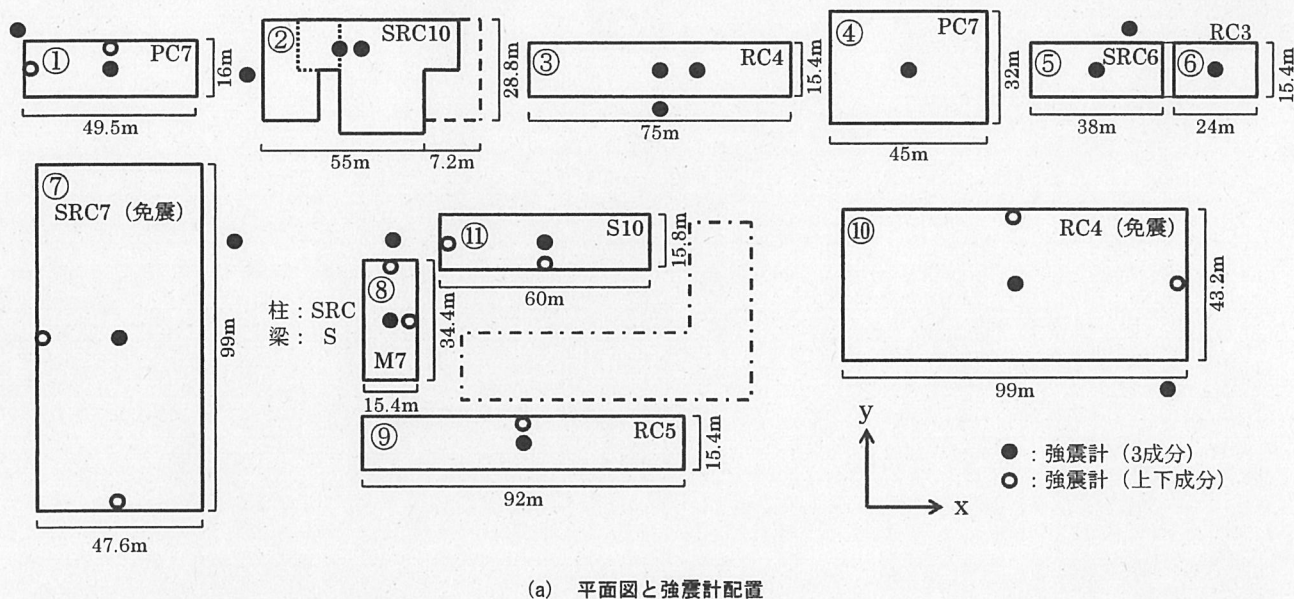


図 1 対象建物の平面図・断面図と強震計配置

2. 対象建物及び観測体制の概要

2.1. 対象建物の概要

対象建物は、名古屋大学東山キャンパス及び鶴舞キャンパス内に立地する建物規模、階数、構造種別などの異なる 11 棟の中低層建物（以下、建物①～建物⑪）である。対象建物の概要を表 1 に、建物の平面・立面の概形及び強震観測点位置を図 1 に示す。このうち、建物④、⑦、⑩は鶴舞キャンパス、それ以外の建物は東山キャンパスに立地している。東山キャンパス

と鶴舞キャンパスは東西に約 4.5km 離れており、東山キャンパスは前・中期更新世の洪積層である八事・唐山層に、鶴舞キャンパスは後期更新世の洪積層である大曽根層に位置している。根入れ深さは地表から基礎底面までの深さとしているが、根入れ深さが建物の場所により異なる場合には、面積で重み付けした平均の値を用いている。図 1(a)建物②のハッチの部分は、一部に地下階が存在し、その部分だけ根入れが深いことを意味する。また、点線部は平面増築が行われたことを意味するが、別の検討¹³⁾により、増築前後で入力損失特性に顕著な差が認められなかったため、本論文では増築後の建物諸元を用いている。建物⑤、⑥及び建物⑧、⑨、⑪はそれぞれ隣接しており、特に建物⑤と⑥はエキスパンションジョイントを介して桁行方向に隣接しているため、観測記録には隣接建物間における相互作用の影響が含まれていることが明らかになっている¹⁴⁾。建物⑧、⑨、⑪は図 1(a)中に一点鎖線で示した、観測を行っていない建物とも隣接している。また、建物⑦、⑩は免震建物であり、免震層の変形により地震毎に周期の変化が大きい。表 1 中の地盤・建物連成系の固有振動数は、全ての地震記録の伝達関数を平均してピークの振動数を読み取っている。

なお、建物番号は 3 章以降の分析の図において同じ構造種別、隣接建物、免震建物が並ぶように決めている。

2.2. 強震観測の概要

強震観測には主にサーボ型加速度計を用いており、建物の応答増幅及び入力損失を計測できるように、建物頂部、建物基礎、地表の 3 点に設置し、それぞれの建物で 9 成分での観測を基本としている。これに加えてロッキングを計測するために、建物①、⑦、⑧、⑩、⑪の長辺・短辺方向および建物⑨の短辺方向で、1 階の各方向の建物端部において上下成分を計測している。建物④、⑥については地盤の強震観測を行っていないため、隣接する建物の地表の記録（建物④では建物⑦、建物⑥では建物⑤）を用いている他、建物⑧、⑨、⑪の地表記録も共通のものを用いて分析を行っている。この他にも、建物の特徴や計測目的に応じて建物内や地中に加速度、変位、土圧、ひずみ等の観測点に加えられているが、ここでは省略した。データ

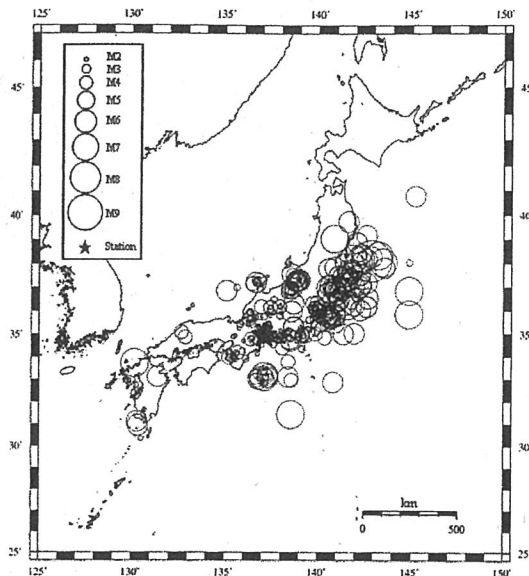


図 2 観測された地震の震央位置と観測点

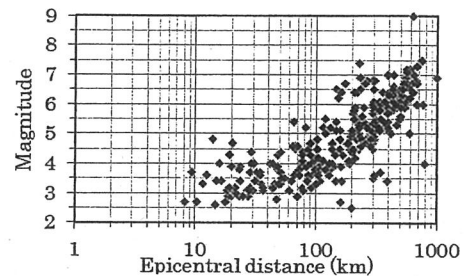


図 3 震央距離とマグニチュードの関係

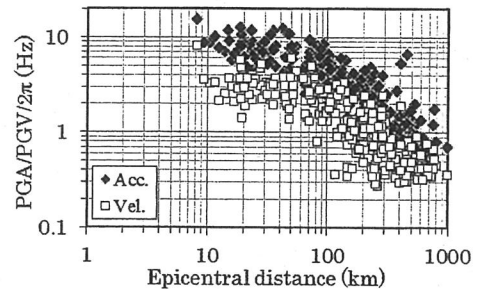


図 4 震央距離と地震動の等価卓越振動数

の収録は全て 100Hz サンプリングで行っている。

1996 年 10 月から 2013 年 8 月までに最大で地表震度 4 の記録が得られており、本論の分析ではそれぞれの建物で得られた地震記録から、明らかにデータが異常なものを除いた全ての地震記録を用いる。分析で使ったデータ数と観測期間を表 1 に、観測地震の震央位置を図 2 に、震央距離とマグニチュードの関係を図 3 に、震央距離と地震動の等価卓越振動数 (F_{eqA} , F_{eqV}) の関係を図 4 に示す。

本論では $F_{eqA} = \text{PGA}/\text{PGV}/2\pi$ 、 $F_{eqV} = \text{PGV}/\text{PGD}/2\pi$ とし、 F_{eqA} の PGV は PGA 発生時刻の前後 2 秒間での最大速度を用い、 F_{eqV} の PGD は PGV 発生時刻の前後 2 秒間での最大変位を用いる。等価卓越振動数を用いることにより地震動の卓越振動数を簡易に評価することができる¹⁵⁾。図 2, 3 より、マグニチュードが小さいものは観測点近傍を震源とした内陸型の地震が多く、マグニチュードが大きいものは三陸沖などを中心とした遠方を震源としたものが多い。近地で規模の大きい地震は起こっておらず、地表最大震度は 4 にとどまる。また、図 4 より、地震波が伝播する際に高振動数成分の減衰が大きいこと、マグニチュードが大きい地震は長周期成分を多く含むことなどから、遠方で発生した地震ほど F_{eqA} 、 F_{eqV} が小さく、 F_{eqA} では 0.34Hz～15.4Hz、 F_{eqV} では 0.28Hz～8.20Hz と広く分布している。これらは名古屋の 1 サイトにおける約 10 年の地震動の傾向を示していると言える。

3. 応答増幅と入力損失

3.1. 応答の最大値に基づく分析

建物の応答増幅特性及び入力損失効果を簡易的に評価するために、頂部、1 階、地表観測点の加速度、速度の応答の最大値を比較する。このような比較を行うことにより、各建物での平均的な応答増幅特性、入力損失効果を把握できると考えられる。図 5 に各建物の頂部の最大加速度 (PRA) 及び 1 階の最大加速度 (PBA) と地表の最大加速度 (PGA) の関係、頂部の最大速度 (PRV) 及び 1 階の最大速度 (PBV) と地表の最大速度 (PGV) の関係、原点を通る回帰直線を示す。なお、以下図中に示した建物⑧の構造種別の M は柱 SRC、

梁Sの混構造である。また、応答増幅 (Top/GL) の回帰係数と決定係数を表 2 に、入力損失 (1F/GL) の回帰係数と決定係数を表 3 に示す。回帰直線は最小二乗近似を行って求めており、決定係数は小数点以下 3 桁目を四捨五入したものを示している。

3.1.1. 応答増幅

上部構造については加速度、速度ともにおよそ 1 倍～2 倍強の応答増幅値を示しており、応答増幅値の大きさについての建物による明確な傾向の差は見られなかった。全体の傾向として加速度記録よりも速度記録の方が決定係数は大きく、応答倍率が安定していることが分かる。一方、建物⑩の S 造純ラーメンで固有振動数が低い建物では、加速度記録の応答増幅では増幅率が小さく、決定係数も低いためばらつきが大きい。速度記録では、応答増幅の回帰係数が大きく決定係数も高いため、固有振動数が低い建物において最大応答値比に基づいて増幅特性を評価する際には、速度を用いる方が適切であることが確認できる¹⁶⁾。また、免震建物⑦、⑩に

表 2 応答増幅 (Top/GL) の回帰式の傾きと決定係数

建物No.	加速度 (x方向)		加速度 (y方向)		速度 (x方向)		速度 (y方向)	
	傾き	決定係数	傾き	決定係数	傾き	決定係数	傾き	決定係数
1	1.54	0.78	1.47	0.65	1.50	0.83	1.96	0.82
2	1.31	0.85	1.62	0.88	2.11	0.88	2.25	0.84
3	1.65	0.88	1.61	0.86	1.51	0.93	1.45	0.92
4	0.73	0.75	1.25	0.81	1.52	0.90	1.23	0.84
5	2.12	0.91	2.15	0.80	1.81	0.92	2.02	0.88
6	1.15	0.86	1.82	0.93	1.25	0.97	1.29	0.88
7	0.33	0.58	0.41	0.57	1.30	0.87	1.20	0.91
8	1.69	0.84	1.38	0.84	1.44	0.85	1.62	0.86
9	1.27	0.80	1.33	0.80	1.20	0.93	1.40	0.88
10	0.88	0.75	1.24	0.82	1.16	1.00	1.16	0.99
11	1.22	0.45	0.84	0.41	3.48	0.85	3.88	0.85

表 3 入力損失 (1F/GL) の回帰式の傾きと決定係数

建物No.	加速度 (x方向)		加速度 (y方向)		速度 (x方向)		速度 (y方向)	
	傾き	決定係数	傾き	決定係数	傾き	決定係数	傾き	決定係数
1	0.61	0.92	0.55	0.88	0.98	0.99	0.97	0.99
2	0.65	0.94	0.69	0.93	0.92	0.97	0.86	0.97
3	0.81	0.98	0.89	0.98	0.99	0.99	1.01	1.00
4	0.48	0.84	0.75	0.93	1.08	0.93	0.64	0.94
5	0.97	0.96	0.84	0.94	1.11	0.99	1.01	1.00
6	0.62	0.82	0.79	0.93	1.08	0.96	1.06	0.96
7	0.27	0.79	0.44	0.95	0.89	0.90	0.69	0.97
8	0.72	0.98	0.72	0.98	0.97	0.99	0.96	0.99
9	0.54	0.90	0.53	0.91	0.95	0.99	0.96	0.98
10	0.48	0.84	0.75	0.93	1.01	1.00	0.90	1.00
11	0.58	0.91	0.52	0.95	0.94	0.99	0.94	0.98

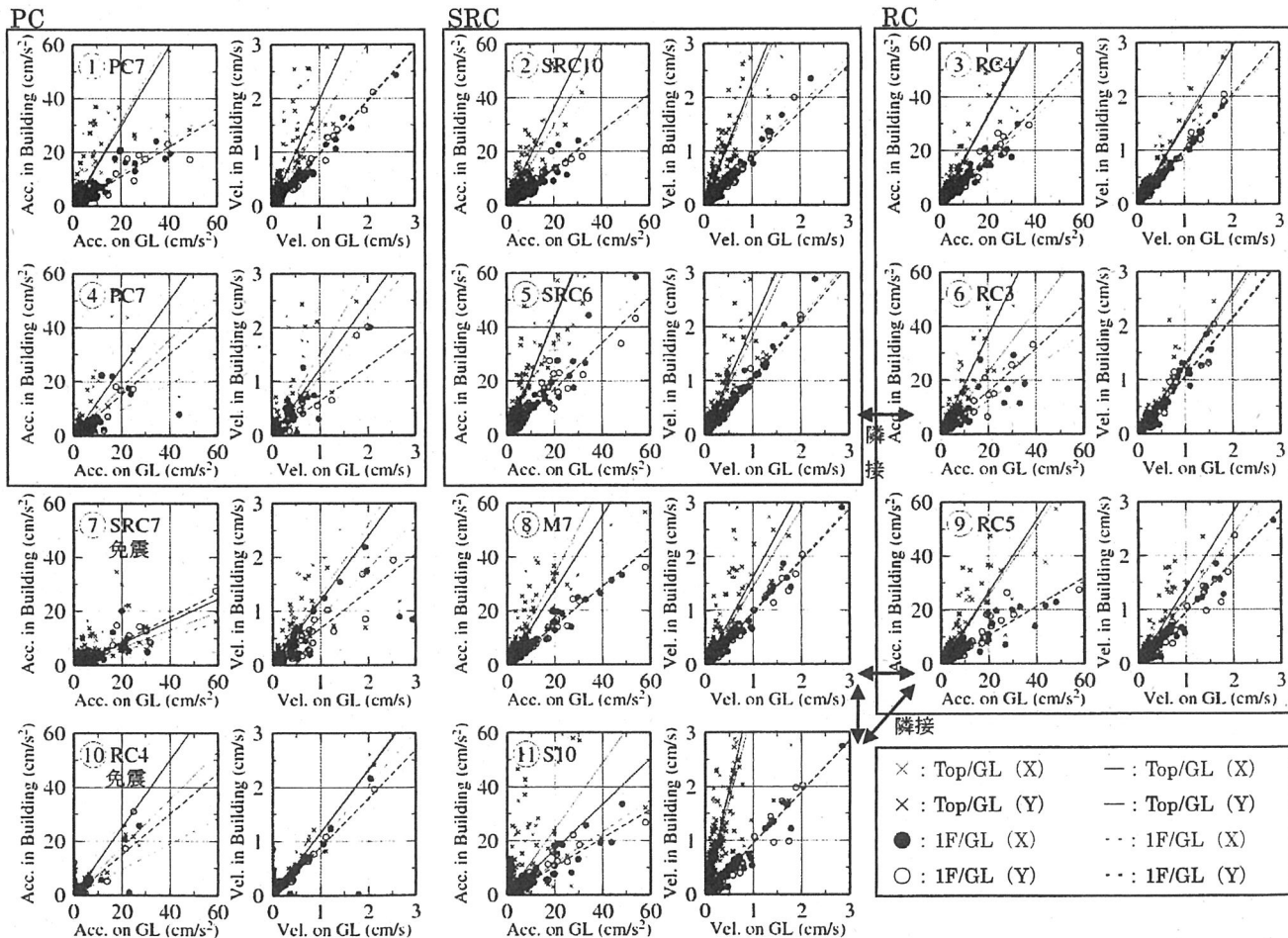


図 5 GL の最大応答値と 1F 及び Top の最大応答値の関係

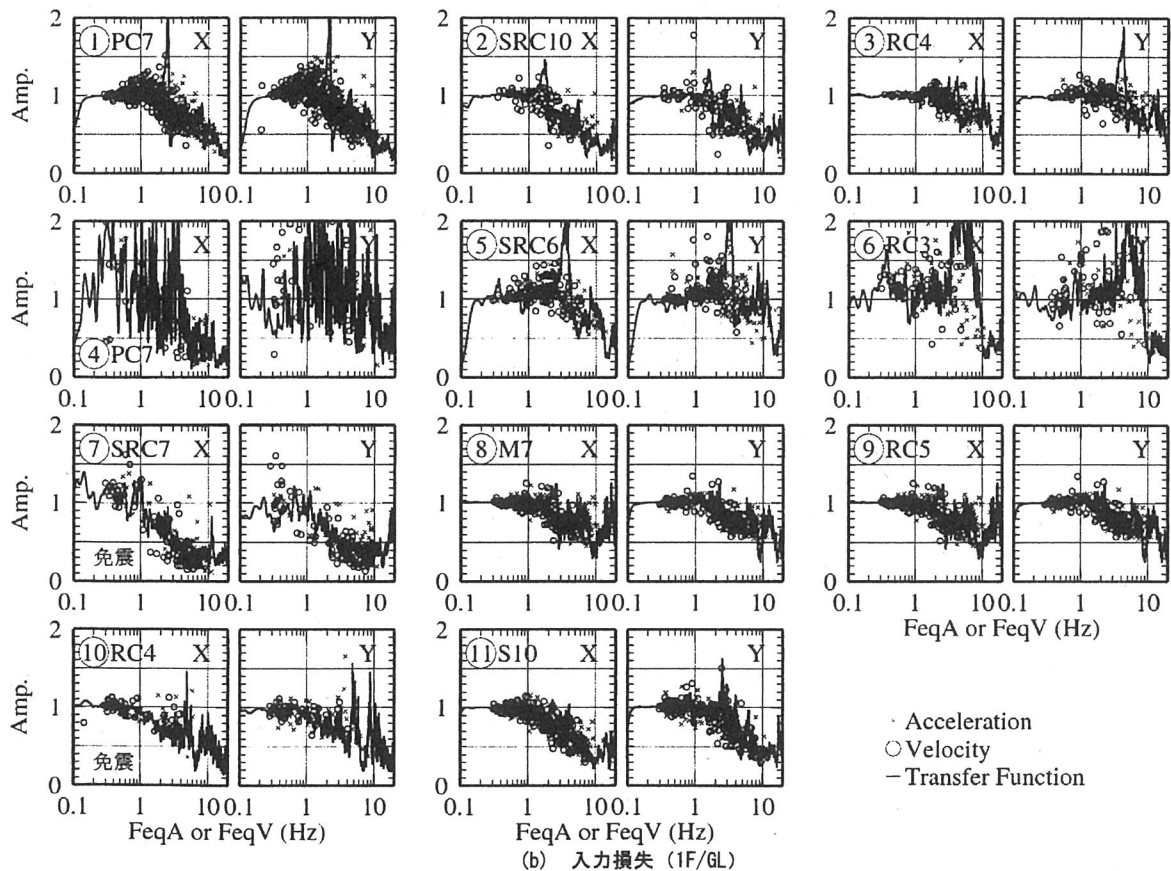
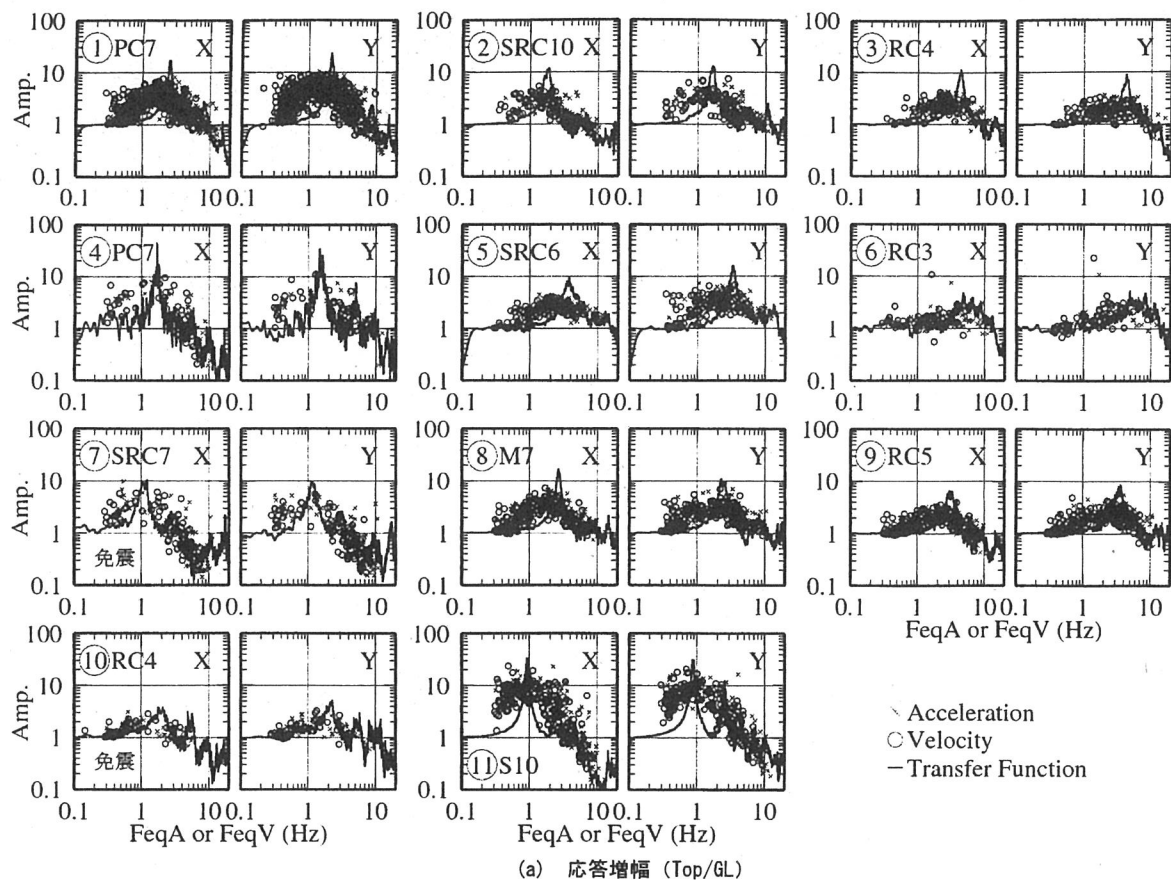


図6 地震動の等価卓越振動数と応答の最大値の比

については全体に応答増幅が小さく、特に建物⑦の加速度記録で回帰式の傾きが小さくなっており、免震の効果で応答の短周期成分が低減されていることがわかる。ただし、決定係数も小さくなっていることから、振幅が小さいため応答低減が明確でない場合もあることもわかる。

3.1.2. 入力損失

建物の平面規模の特に大きい免震建物⑦、⑩では、基礎の最大加速度が地表よりも大きく減少しており、明確な入力損失効果が認められる。建物⑦と建物⑩の建築面積は同程度であるが、根入れの大きい建物⑦の方が入力損失は大きくなっている。一方、根入れのない建物③や建築面積の小さい建物⑤、⑥では、入力損失効果はあまり見込めず、基礎の大きさや根入れ深さと入力損失の関係が確認できる。また、建物⑤、⑥については隣接建物間の影響も指摘されている¹¹⁾。建物⑧、⑨、⑩の加速度記録において、他の同規模の建物に比べて明確な入力損失効果が確認できる。これはある程度の大きさの基礎を持つ建物が隣接しているためと考えられる。

速度記録においても、規模の大きい建物⑦において明確な入力損失が見られるが、全体として応答の低減の度合いは加速度記録に比べて小さくなっている。この傾向は、兵庫県南部地震の観測記録を分析した結果とも対応している¹²⁾。

3.2. 地震動の等価卓越振動数と応答の最大値の比に基づく分析

3.1 では最大応答値のみを用いて分析を行ったが、実際は地震動の周波数特性によって建物の応答性状は大きく異なる。そこで本項では、地震動の周期特性を等価卓越振動数という簡易な指標を用いて表すことによって、建物の応答増幅特性と入力損失効果について検討を行う。伝達関数も併せて示すことで、等価卓越振動数を指標に用いて建物の振動性状をどの程度把握できるかについても検討を行う。図 6 (a) に加速度の等価卓越振動数 (F_{eqA}) と頂部と地表の最大加速度比 (PRA/PGA) 及び速度の等価卓越振動数 (F_{eqV}) と頂部と地表の最大速度比 (PRV/PGV)、図 6 (b) に加速度の等価卓越振動数 (F_{eqA}) と 1 階と地表の最大加速度比 (PBA/PGA) 及び速度の等価卓越振動数 (F_{eqV}) と 1 階と地表の最大速度比 (PBV/PGV) の関係と、全地震記録から統計的に求めた伝達関数の振幅 (Top/GL、1F/GL) を示す。統計的伝達関数の振幅は、各地震記録の入出力のフーリエスペクトルを入力 rms 値で基準化した後に、全地震記録の 2 乗和の平均からエネルギースペクトルを推定し、これらの比の平方根を求めている。

3.2.1. 応答増幅

応答増幅と等価卓越振動数の関係は建物によらず類似の傾向を示しており、等価卓越振動数が小さくなると最大応答比は加速度、速度ともに 1 倍に近づき、固有振動数と等価卓越振動数が近接すると最大応答比は大きくなり、さらに等価卓越振動数が大きくなると最大応答比は小さくなり、多くの場合 1 倍を下回る。建物③、⑤、⑥、⑨のように固有振動数が高く、減衰が大きい建物では、固有振動数付近での応答増幅は 2~5 倍程度とばらつきは小さく、加速度記録のほうが伝達関数のピークをよく捉えられている。これに対し、建物⑩のように S 造純ラーメンで固有振動数や減衰定数が小さく、上部構造で応答が大きく増幅する場合は 3~18 倍とばらつきも大きくなっており、速度記録のほうが伝達関数のピークをよく捉えている。

伝達関数 (Top/GL) に着目するとそれぞれの建物で高次モードのピークも確認でき、特に建物⑩においては 2 次の固有振動数が 2.7 (Hz)、3 次の固有振動数が 4.9 (Hz) と比較的低いため、伝達関数だけでなく最大応答比についても高次モードでの応答の増幅が確認できる。

また、最大応答比は建物の固有振動数近傍の広い範囲で大きくなっており、多くの建物でその最大値は伝達関数のピークよりも低振動数側にあることが確認できる。これは、等価卓越振動数という簡易な指標を用いて応答増幅を評価しているためであると考えられる。

3.2.2. 入力損失

いずれの建物でも等価卓越振動数が大きくなるほど最大応答比は減少しており、入力損失効果が現れている。この傾向は伝達関数 (1F/GL) とともに良い対応を示している。3.1.2 と同様に建築面積が大きい建物⑦においてその傾向は顕著であるのに対し、根入れのない建物③では等価卓越振動数が大きくなっても最大応答値 (1F/GL) の減少はあまり見られなかった。隣接し互いに影響を及ぼし合っている建物⑤、⑥は、特に建築面積の小さい建物⑥において応答が増幅する場合もあるため、安易に入力損失は見込めない¹⁴⁾。入力損失効果が生ずる境界の振動数には基礎幅が関係している¹⁰⁾ため、建築面積の大きい建物⑦では比較的低い等価卓越振動数から入力損失効果が見られるなどの特徴も確認できる。

また、建物①、②、⑤、⑥の伝達関数 (1F/GL) において上部構造の 1 次固有振動数付近で上部構造の慣性力により、応答が増幅していることが確認できる。一方で建物③の X 方向、⑧、⑩においてはこの現象はあまり見られない。この差は、上部構造の重量などが影響しているものと考えられるが、建物の特徴との関係で明確な傾向とはなっていない。

4. 固有振動数、減衰定数

4.1. 経年変化に着目した検討

図 7 に基礎固定系 (Top/(1F+H θ))、スウェイ固定系 (Top/1F)、地盤・建物連成系 (Top/GL) の固有振動数、減衰定数及びスウェイ率、ロッキング率の経年変化の様子を示す。固有振動数、減衰定数は各地震について伝達関数を求め、1 自由度系の理論伝達関数でカーブフィットを行って求めている。スウェイ率は 1F/Top の、ロッキング率は H θ /Top のフーリエスペクトル比を求め、建物の 1 次固有振動数付近における値を求めた。また、H は逆三角形分布を仮定した 1 次モードでの等価高さをを用いた。なお、建物⑩は他の建物と比較して減衰定数の推定値が非常に小さいため、減衰定数のグラフの縦軸を拡大して表示している。

一般に、中低層建物において、経年変化による固有振動数の低下が指摘されており¹⁰⁾、本論で対象としている建物でも同様の傾向が確認できる。固有振動数の変化幅には建物によって明確な差があり、変化の傾向も建物①のように一定の割合で低下し続けるもの、建物③、⑨のように低下の割合が変化するもの、建物⑩のように竣工後一定期間低下し続けてから安定するものなど様々である。また、建物①、④のような PC 造、建物⑩のような S 造の建物では固有振動数の推定値のばらつきは小さく、建物②、⑤、⑧のような SRC 造、建物③、⑥、⑨のような RC 造の建物ではばらつきが大きいことも確認できる。

一方、減衰定数は建物⑩のように経年とともに増加しているものも見られるが、固有振動数に比べて推定値のばらつきが大きく、経年変化に明確な傾向は見られない。減衰定数のばらつきの大きさは固有振動数のばらつきの大ききの傾向と類似しており、建物⑥などの RC 造系の建物では減衰定数の推定は難しいことが分かる。減衰定数の大きさは相互作用を考えると $Top/GL > Top/1F > Top/(1F+H\theta)$ となることが期待されるが¹⁸⁾、特に建物①などにおいてこの関係が逆転することもあり、推定手法の検討も必要であると考えられる。

スウェー率は明確な変化は確認できなかったが、ロッキング率は建物①、③において経年とともに減少していることが確認できる。また、建物⑩についても建物①、③に比べるとかなり小さいがロッキング率の低下が確認できた。

固有振動数とスウェー率、ロッキング率を比較して見ると、スウェー率、ロッキング率が小さい建物⑩では、 $Top/(1F+H\theta)$ 、 $Top/1F$ 、 Top/GL の固有振動数の差も小さいことが確認できる。また、ロッキング率の大きい建物①の Y 方向では $Top/(1F+H\theta)$ と $Top/1F$ 、 Top/GL の固有振動数の差が大きく、スウェー率の大きい建物⑤や建物③の Y 方向では $Top/1F$ と Top/GL の固有振動数の差が大きく、スウェー率、ロッキング率の大きさが $Top/(1F+H\theta)$ 、 $Top/1F$ 、 Top/GL の固有振動数の差に関係していることがわかる。さらに、ロッキング率が経年とともに顕著に低下している建物⑧では、その低下に伴い $Top/(1F+H\theta)$ と、 $Top/1F$ 、 Top/GL の固有振動数の推定値の差も小さくなっている。

また、2011 年 3 月 11 日の東北地方太平洋沖地震（図中▼）においては東海地域においても地表で 20cm/s^2 程度の比較的大きな振幅を記録しており、ほぼ全ての建物で固有振動数が低下していることが確認できる。特に免震建物⑦、⑩では、免震効果により固有振動数の減少、減衰定数の増加が顕著に確認できる。また、建物①の X 方向ではスウェー率の増加も確認できた。平時からの継続的な強震観測により、さらに大きな入力に対してもこのような固有振動数の低下などを捉えることで、災害時の迅速な初期対応、判断に繋げることが重要となる。

4.2. 振幅依存性

図 8 に平均層間変形角と固有振動数、減衰定数及びスウェー率、ロッキング率の関係を示す。平均層間変形角は頂部と 1 階の加速度記録を 2 階積分して変位波形を求めた後、固有振動数近傍のバンドパスフィルタで処理を行い、頂部と 1 階の波形の差の最大値を建物高さで除して求めている。また、免震建物については振幅が大きくなると免震層の変形が支配的になり、振動特性が大きく変化するので、他の建物とは分けて分析を行う。

多くの建物で振幅の増大とともに固有振動数は低下し、減衰定数は増加の傾向を示している。固有振動数については、PC 造の建物①、④及び S 造の建物⑩に比べて SRC 造の建物②、⑤の方が低下の割合が大きいなど、構造種別ごとに特徴が見られた。減衰定数は固有振動数に比べて推定値のばらつきが大きく、評価が困難である場合が多い。中でも、建物③の Y 方向、建物⑥では特に推定値のばらつきが大きいこともあり、固有振動数、減衰定数ともに明確な振幅依存性は確認できなかった。一方、建物②や建物⑩など比較的高層な建物では、評価の難しい減衰定数についても明確に振幅依存性が確認

できる。免震建物である建物⑦、⑩においても振幅とともに固有振動数の低下が見られるが、建物⑦については $10^{-2}(\text{rad})$ 以上の振幅で固有振動数が低下し、減衰定数が増加していることから、免震層の振幅依存性が現れている。また、建物③、⑥などでは 2 方向で振幅依存性の傾向が異なることが確認できる。これは、平面形状や構造形式の違いによるものと考えられるが、現状では明確に把握できておらず、今後の検討課題である。なお、全ての建物に共通した傾向としておよそ $10^{-2}(\text{rad})$ 以下の振幅では特に減衰定数の推定値のばらつきが大きくなり、正確な推定が困難であった。

図 7 の(c)、(f)に着目すると、建物⑧の Y 方向、建物⑩において、応答振幅の増加に伴いスウェー率の増加が確認できるが、ロッキング率には明確な傾向は見られない。建物⑧では Y 方向のみ固有振動数にも振幅依存性が見られ、スウェー率もこれに対応しているものと考えられる。また、建物⑧の Y 方向において、 Top/GL の固有振動数の推定値が大きくばらついていたのに対し、スウェーを固定した $Top/1F$ の固有振動数の推定値はばらつきが抑えられ、明確な振幅依存性を示していることも確認できた。

5. まとめ

複数の建物で長期に渡って蓄積された強震観測記録の整理を行い、得られた多数の中小地震記録を用いて 11 棟の中低層建物の地震時の動特性の変化に着目した分析を行った。得られた知見を以下に示す。

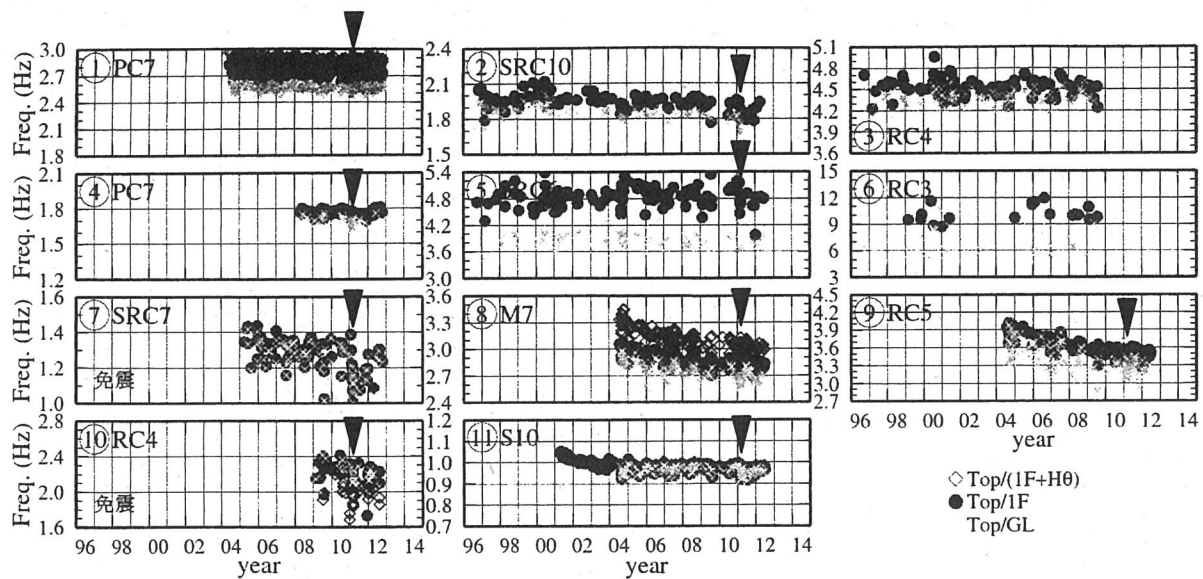
(1) 名古屋市内に立地する大学キャンパス内において 10 数年に渡り強震観測を行い、多数の記録を蓄積した。これらの地震記録から、当該地域にて観測された記録について、遠方で発生したものはマグニチュードが大きい地震が主で、これらは等価卓越振動数が小さい傾向があることを確認した。近地では規模の大きい地震は発生しなかった。

(2) 応答の最大値と等価卓越振動数という簡易な指標を用いて、応答増幅と入力損失について統計的な分析を行った。等価卓越振動数と最大応答値の比の関係が伝達関数とよく似た特性を示すことを明らかにした。また、建築面積や根入れ深さが大きい建物ほど入力損失効果が大きくなることを確認した。

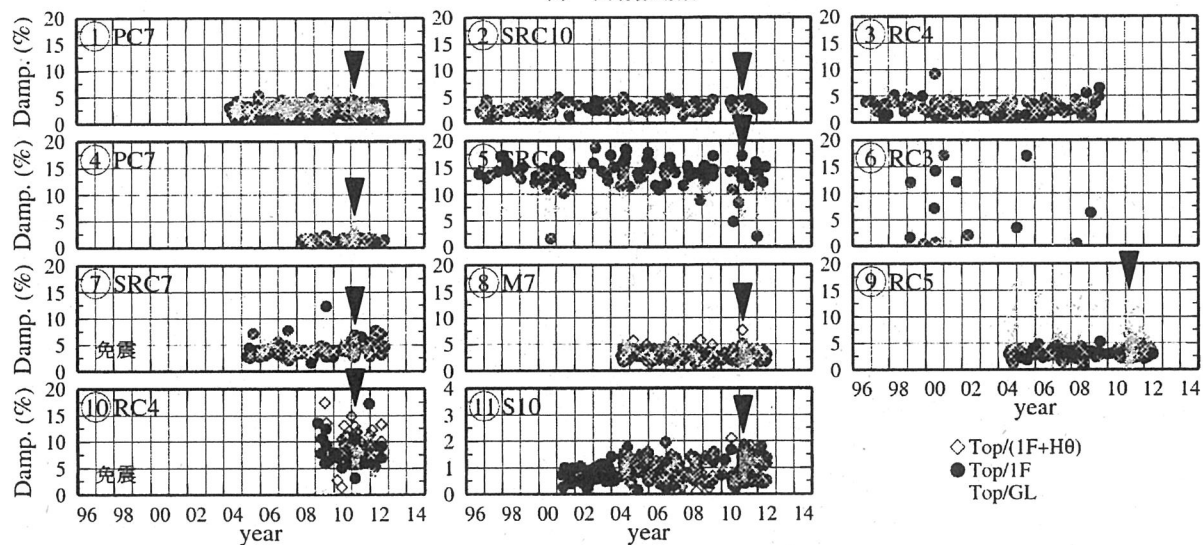
(3) 固有振動数、減衰定数ともに S 造、PC 造の建物では安定した推定が可能であるのに対し、RC 造、SRC 造の建物では推定値がばらつく傾向が見られた。また、スウェー率が大きい建物では Top/GL と $Top/1F$ の固有振動数の差が大きく、ロッキング率が大きい建物では $Top/1F$ と $Top/(1F+H\theta)$ の固有振動数の差が大きい。

(4) 長期に渡る強震観測において固有振動数は経年とともに低下するが、低下の割合や低下幅は建物毎に異なることを明らかにした。また、固有振動数、減衰定数の振幅依存性についても検討を行い、建物毎にその傾向は異なり、同一建物の水平 2 方向についても異なる傾向を示す建物があることを確認した。全体に、固有振動数に比べて減衰定数の傾向の把握は困難であった。

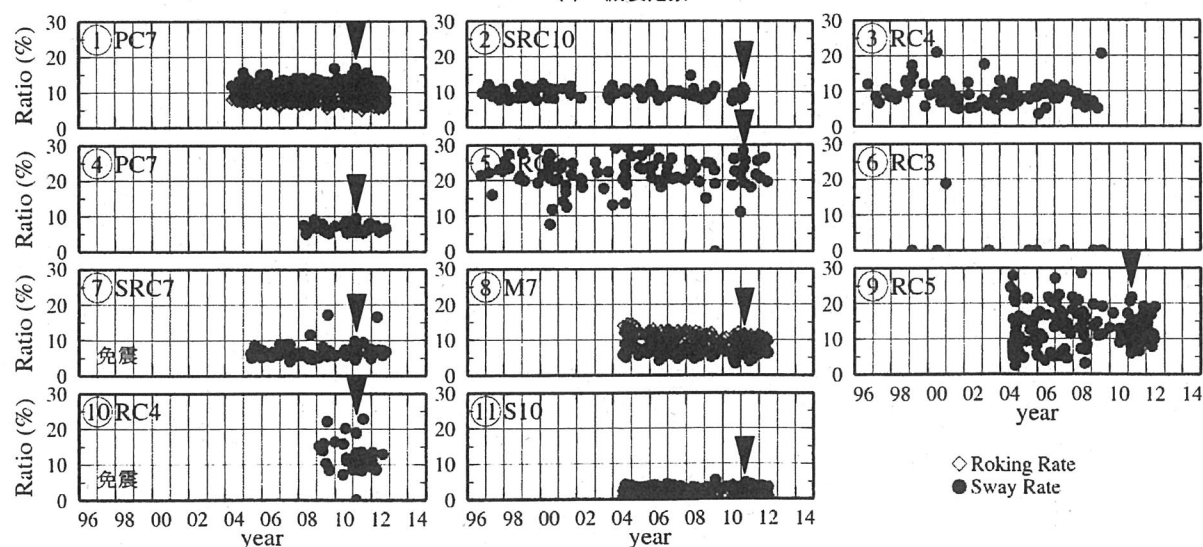
以上から長期に渡る強震観測を行い、建物毎の振動特性の変化・変動を様々な観点から捉えることができた。このような記録の蓄積は一般建物の地震時の応答の分析というだけでなく、構造ヘルスマニタリングの基礎資料としても有用な資料となると考えられる。



(a) 固有振動数

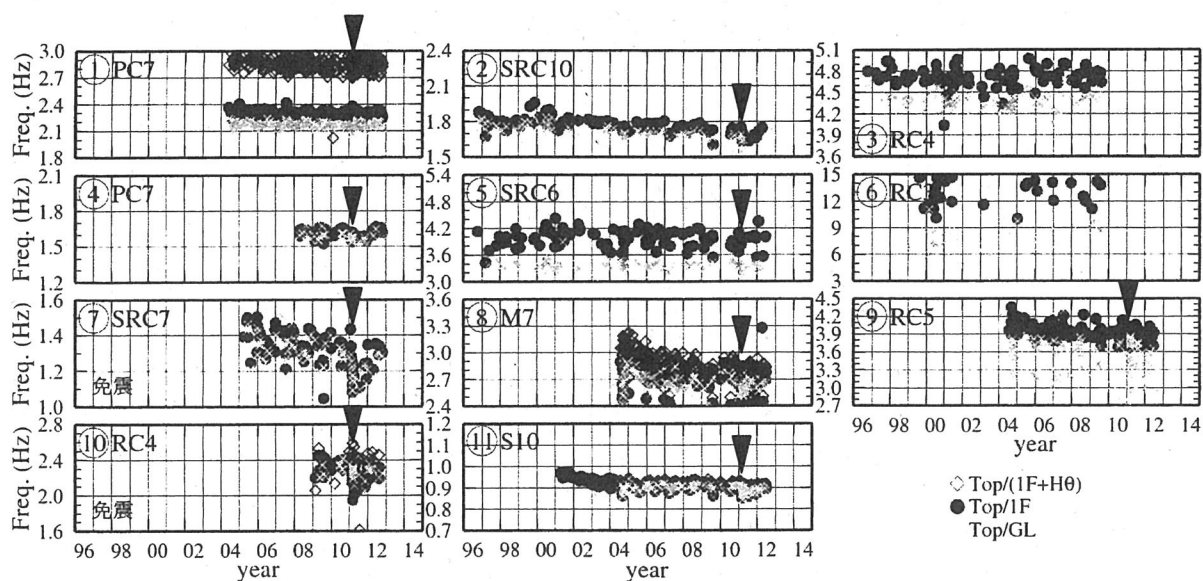


(b) 減衰定数

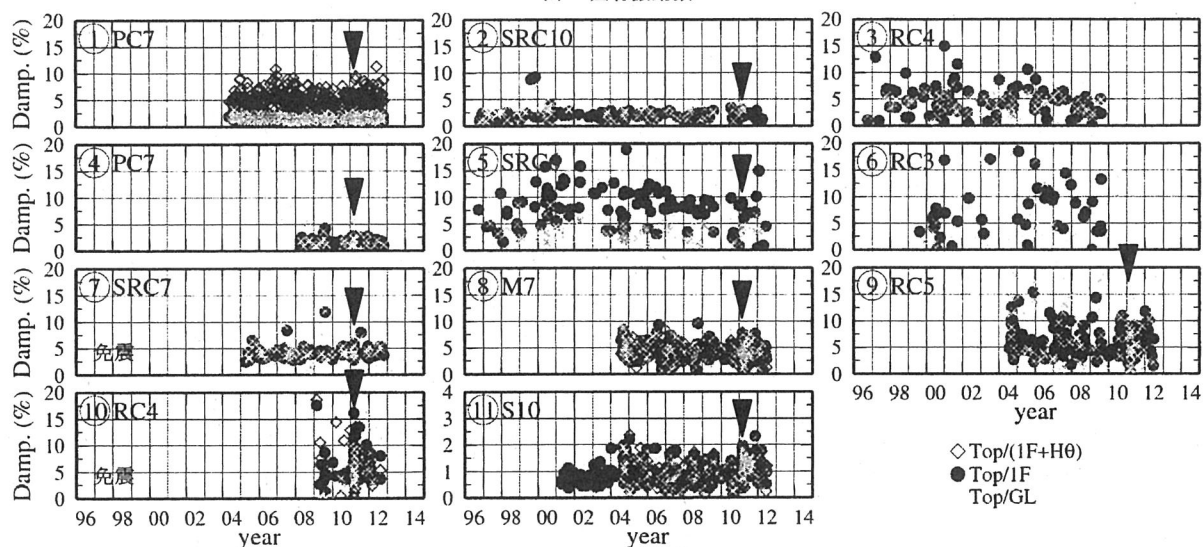


(c) スウェイ率、ロッキング率

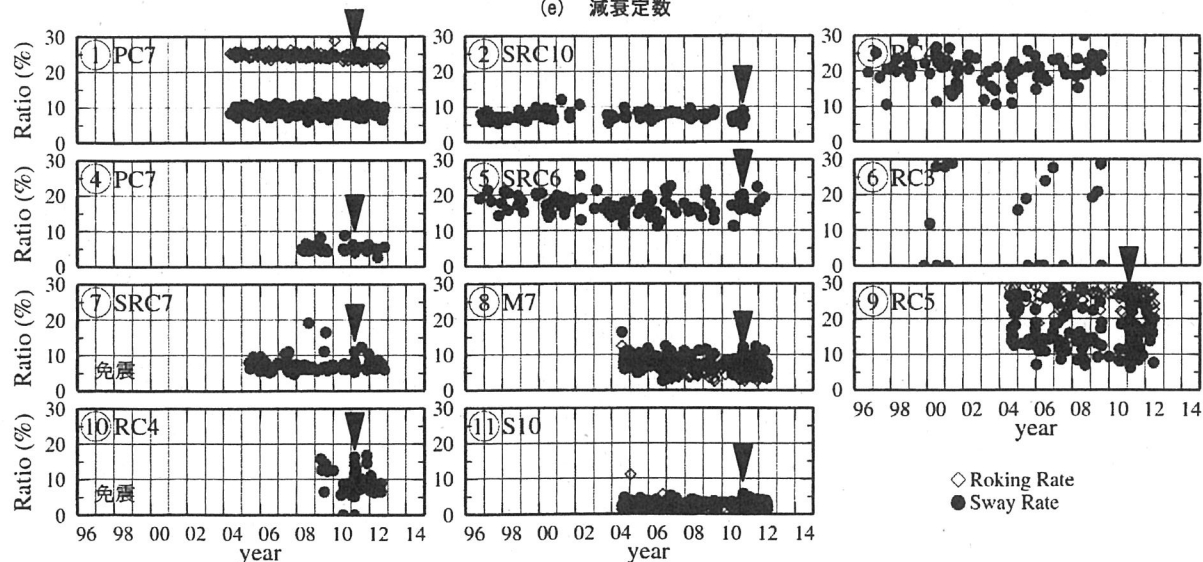
図7 推定パラメータの経年変化 (X方向)



(d) 固有振動数

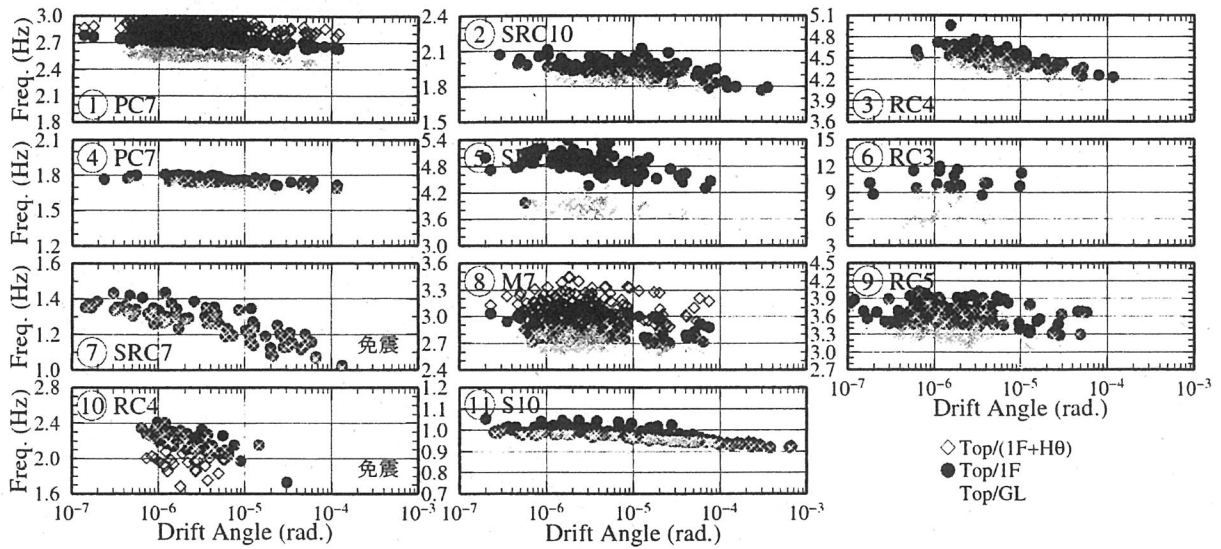


(e) 減衰定数

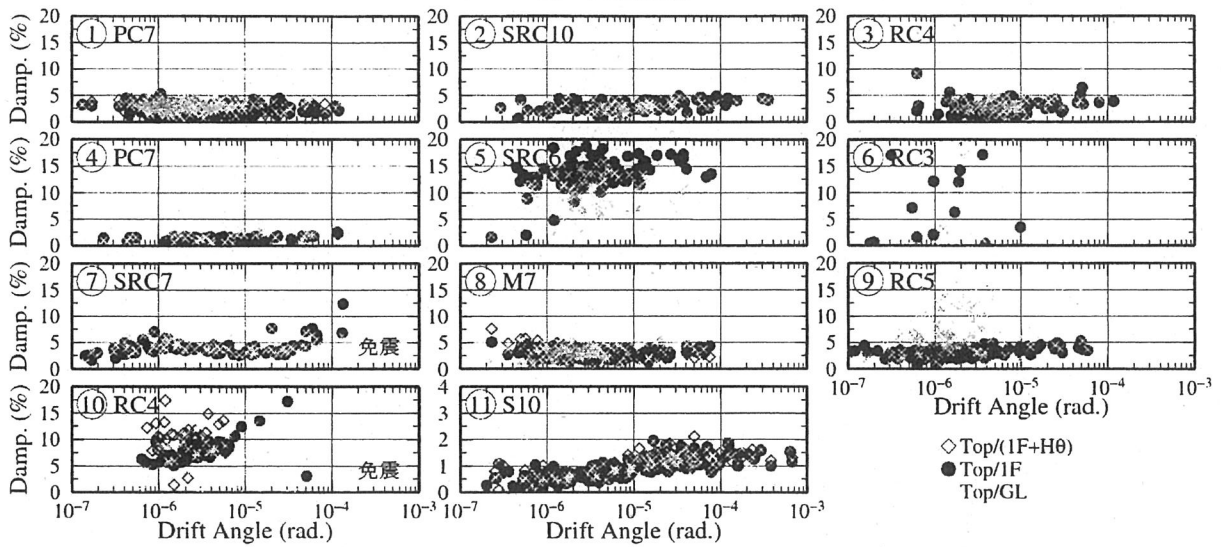


(f) スウェイ率、ロッキング率

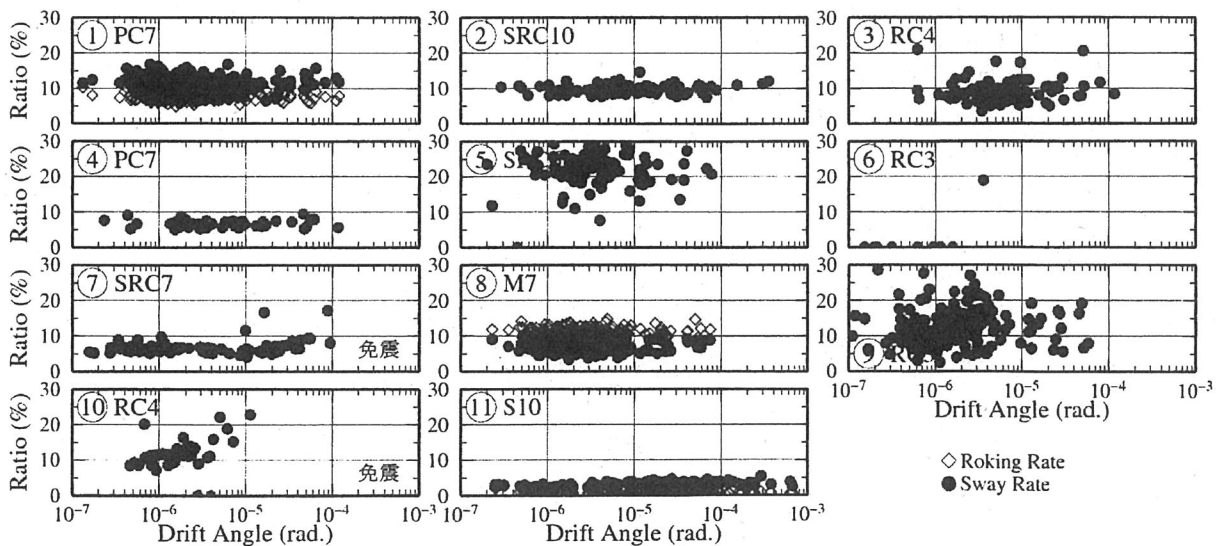
図7 (続き) 推定パラメータの経年変化 (Y方向)



(a) 固有振動数

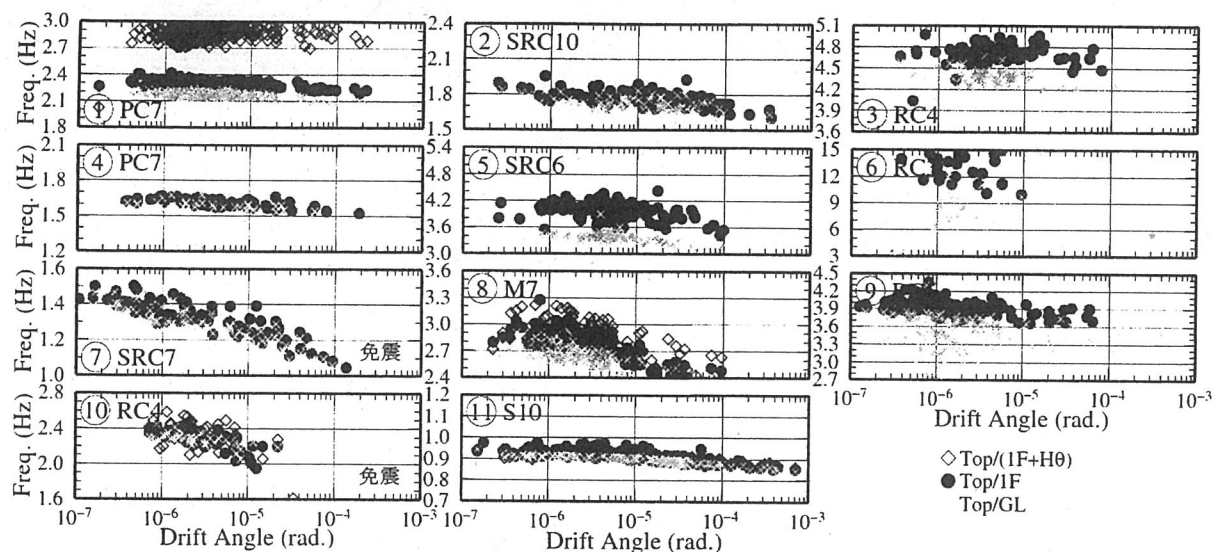


(b) 減衰定数

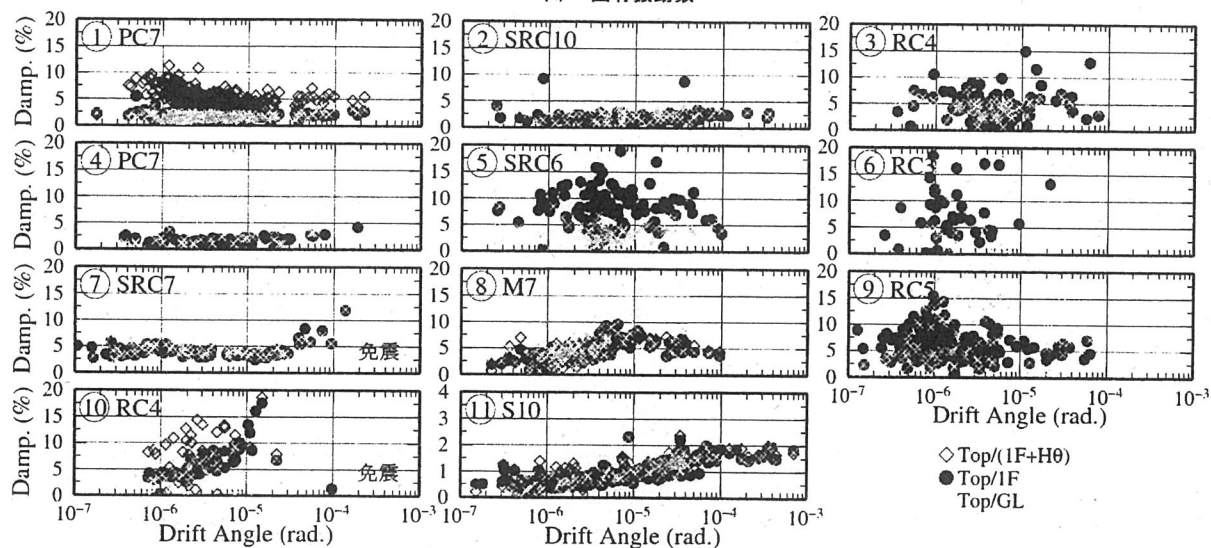


(c) スウェイ率、ロッキング率

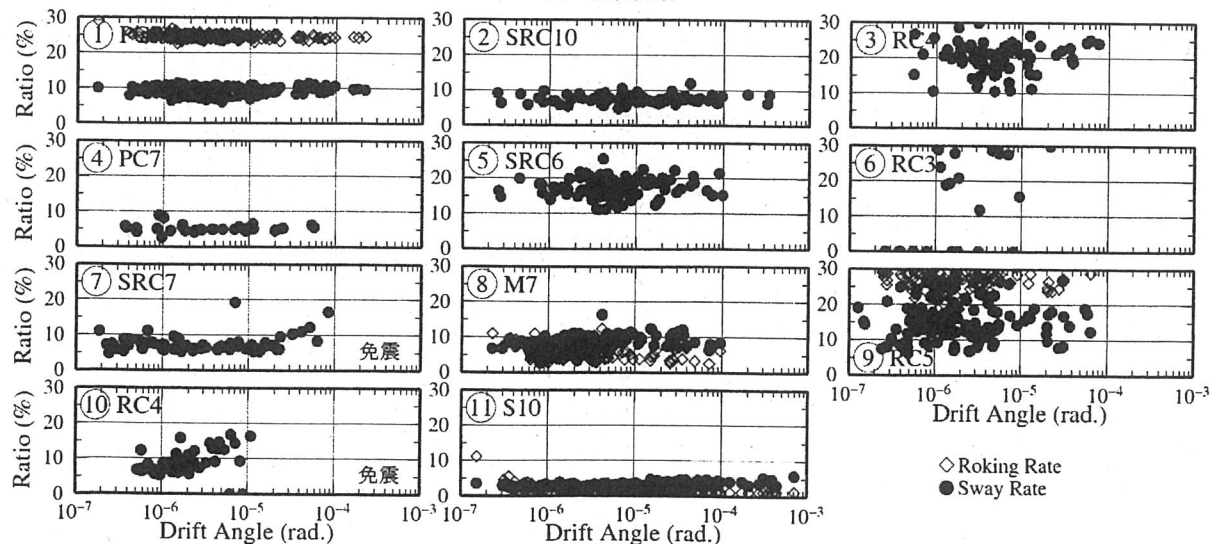
図8 推定パラメータの振幅依存性 (X方向)



(d) 固有振動数



(e) 減衰定数



(f) スウェイ率、ロッキング率

図8 (続き) 推定パラメータの振幅依存性 (Y方向)

参考文献

- 1) 防災科学技術研究所編：記念シンポジウム「日本の強震観測 50 年」―歴史と展望―講演集、防災科学技術研究所研究資料、第 264 号、2004.11
- 2) 日本建築学会構造委員会振動運営委員会編：強震観測とモニタリング技術が災害時に果たすべき役割、日本建築学会大会 PD 資料、2012.9
- 3) 日本免震構造協会：応答制御建築物調査委員会報告書、2012.1
- 4) 建築研究所：建築研究所の強震観測、<http://smo.kenken.go.jp> (2013.9.23 アクセス)
- 5) 久田嘉章：モニタリングを活用した高層建物・都市の災害対応、日本建築学会大会 PD 資料、2012.9
- 6) 日本建築学会：建築の原点に立ち返る―暮らしの場の再生と革新―東日本大震災に鑑みて（第二次提言）、<http://www.aij.or.jp/jpn/symposium/2013/pubcom20130621.pdf>、2013.6 (2013.9.23 アクセス)
- 7) 飛田潤、福和伸夫、平田悠貴、長江拓也：普及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、pp.229-236、2010.3
- 8) 楠浩一、勅使川原正臣：リアルタイム残余耐震性能判定装置の開発のための加速度積分法、日本建築学会構造系論文集、第 569 号、pp.119-126、2003.1
- 9) 金澤健司：コンクリート系建物の固有振動数の日変動メカニズムの解明、日本建築学会構造系論文集、第 612 号、pp.63-71、2007.2
- 10) 岡本佳久、赤澤隆士、山田真澄、大西良広、林康裕：連続地震観測記録に基づく超高層建物の振動特性評価、日本建築学会技術報告集、第 19 巻、第 41 号、pp.59-64、2013.2
- 11) 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（特集号）、2007
- 12) 飛田潤、小島宏章、福和伸夫、護雅史：平成 23 年東北地方太平洋沖地震における名古屋市の地盤・建物の地震観測記録（その 1）、（その 2）、日本建築学会大会講演梗概集、pp.337-340、2011.7
- 13) 岡田純一、福和伸夫、飛田潤：観測記録に基づく SRC 造 10 階建物の平面増築による振動特性の変化、構造工学論文集、Vol.48B、pp.437-444、2002.3
- 14) 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、pp.87-94、2001.7
- 15) 小島宏章、福和伸夫、飛田潤：強震観測・常時微動計測のに基づく中低層建物の入力損失効果に関する研究、日本建築学会構造系論文集、第 587 号、pp.77-84、2005.1
- 16) 神原浩、林康裕：建物応答を関係づける地震動強さ指標に関する考察―建物の簡易応答予測に基づく検討―、日本建築学会構造系論文集、第 543 号、pp.69-76、2001.5
- 17) 安井謙、井口道雄、赤木久真、林康裕、中村充：1995 年兵庫県南部地震における基礎入力動に関する考察、日本建築学会構造系論文集、No.512、pp.111-118、1998.10
- 18) 日本建築学会：建物と地盤の動的相互作用を考慮した応答解析と耐震設計、2006.
- 19) 小島宏章、豊部立、飛田潤、福和伸夫：長期の強震観測に基づく中低層建物の応答性状に関する研究、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造Ⅱ分冊、pp.1161-1162、2012.9