

共振振動数の変動特性に着目した建造物のパラメータモニタリング

森 洋人

1. 序論

1995年兵庫県南部地震における甚大な被害により建造物に高い耐震性能を付与する必要性が再認識された。近年、既存不適格建造物の耐震改修、実被害予測や性能規定型設計における建造物モデルの構築に関する要求から、早急な定量的データの把握が建物群の評価と共に個々の建物についても必要であると考えられる。地震時における建造物の応答予測は、設計図書や各種の試験結果に基づいて定められた振動パラメータを用いて行われる。しかし、設計図書等から定めた振動パラメータが実地震時における振動パラメータである保証はない。そこで、実際に観測された地震応答記録から振動パラメータを定め、モデル化の妥当性が検討されている。この方法では、建造物上で記録された実地震が必要であり、強震計がかなり普及し始めた現在においても実際に設置されるのは重要施設等の一部に過ぎず、経験的法則を見出し得るほどのデータが揃うとは考え難い。そこで、より現実的な方法として常時微動を用いた振動パラメータ推定の研究が過去より多数行われている^{例えば(1)-(4)}。常時微動観測は簡易であり高い頻度で実施可能なことから、この方法を用いた振動パラメータの適切な設定方法が確立されれば、実用的でより精度の高い応答予測が可能となる。

振動パラメータは大きく分類するとモードパラメータ(共振振動数、減衰定数など)と物理パラメータ(剛性、質量など)の2つがある。モードパラメータの推定に関しては常時微動、振動実験、強震観測などを利用した研究や、システム同定手法を用いた研究^{例えば(5)(6)}などがあり現在も盛んに行われている。しかし、物理パラメータである剛性、質量は設計段階では想定されていない非構造部材の影響や質量付加等の不確定要素が多く推定が困難であることが知られており、研究事例も少ない。

これらの現状を踏まえ、本研究では正確な建造物物理パラメータの評価を可能とする、建造物モニタリングシステムの実現可能性について実証的データを得ることを目的として、対象建物において常時微動観測を実施し共振振動数の変動特性に着目することで理論に即したパラメータの推定を行う。

2. 観測概要

対象建物である九州大学工学部建築学科新館において常時微動観測を実施した。観測は通常使用時の状態(以後 M1)とあらかじめ重量が把握されている鉄骨(重量30t)を付加した状態(以後、M2)において行っており、理論から積載時においては共振振動数が長周期化することが予測される。観測は0.1~10000倍のアンプ付き可搬型加速度計(SMAR-6A3P)を使用した。時刻校正はGPS時刻信号により各観測開始前に行っており、分析結果からも十分な同時刻性が確認されている。図1に建物平面図、図2に微動計設置地点、図3に鉄骨積載図を示す。なお鉄骨は重機による作業の都合上平面1/3に偏った配置となっている。

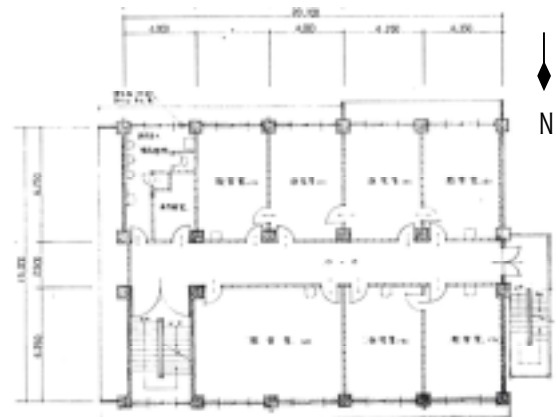


図1. 平面図

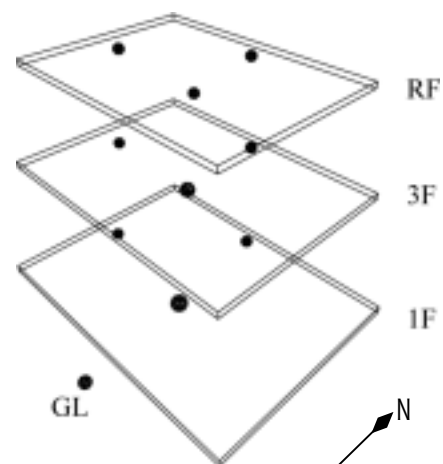


図2. 微動計設置地点

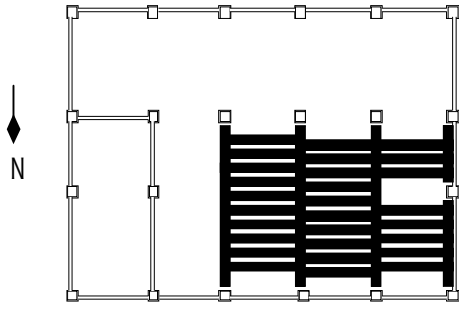


図3. 鉄骨配置図

3. モニタリングシステム概要

本研究では以下の手順に基づき構造物パラメータを推定する。1)100Hz サンプリングで記録した1セット900秒の観測データから163.84秒で75%オーバーラップさせながら18サンプル切り出し、フーリエ変換し0.05HzのParzen-windowによって平滑化を行う。そして、建物1階中央点のパワースペクトルと屋上中央点とのクロススペクトルで定義される推定伝達関数(H_L)の絶対値と位相を把握する。2)推定伝達関数のカーブフィットによって共振振動数の変動を推定する。その時、変動前後において平均値 $\pm 1\sigma$ を取り領域が重ならない場合をもって有意な差があると判断する。3)剛体の仮定に基づいた立体振動解析によってスウェイ、ロッキング、捩れ成分の分離を行い、推定モデルに対応した基礎固定系の立体振動特性を評価する。同時に鉛直方向のモード形状も把握する。4)設計図面を参考に初期モデルを設定し、共振振動数の変動を再現するパラメータを固有値解析によって理論的に推定する。同時にモード形状、線形応答解析による応答倍率を確認し観測と比較する。

4. 共振振動数の同定

共振振動数の推定は伝達関数のカーブフィットによって行う。これは、スペクトル比による推定では、風力やノイズなど、今回微動で考慮している地盤以外の入力優勢と考えられるデータの混入により、有意な差が得られなかったためである。そこで、地盤入力の優勢な伝達特性⁽⁷⁾⁽⁸⁾が得られると考えられるサンプルを選定する。表1に全サンプル数と選定したサンプル数を示す。観測機器エラーやノイズの混入等のあるセットは除外している。図4に推定伝達関数の良好な例を示す。梁間方向については選定したサンプル数が少なく、桁行ほど安定していなかったが適宜判断して選定した。同定は地動に対する絶対加速度応答の1自由度減衰系理論伝達関数式 H_L によって行った(式1)。

表1. 全サンプルに対する選定サンプル数

	梁間M1	梁間M2	桁行M1	桁行M2
全サンプル	126	216	126	216
選定サンプル	19	26	70	98

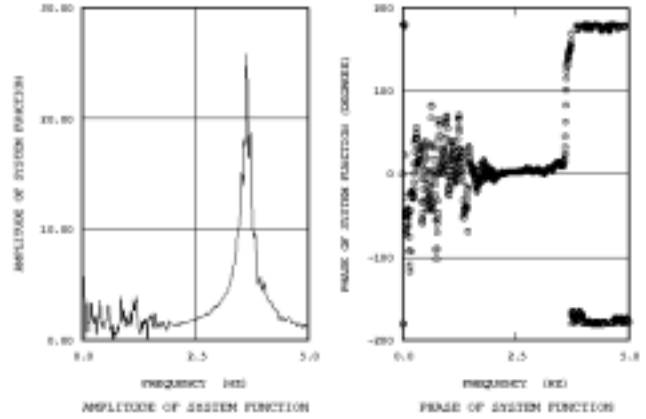


図4. 良好な伝達関数推定例(絶対値と位相)

$$H_L = \frac{\omega_0^2 + i2h\omega\omega_0}{\omega_0^2 - \omega^2 + i2h\omega\omega_0} \quad (1)$$

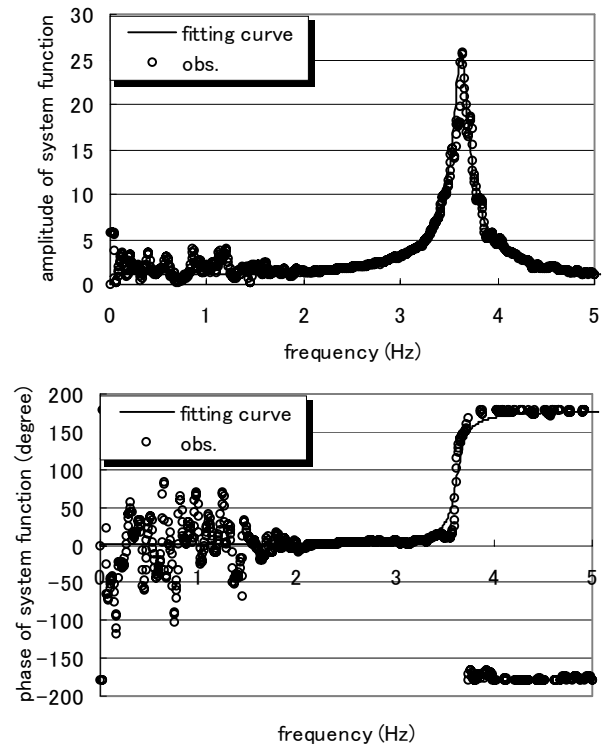


図5. 同定結果の例(桁行)

表2. 同定結果

梁間	natural freq.(Hz)	s.d.	damping factor(%)	s.d.
M1	4.620	0.027	3.78	0.53
M2	4.574	0.018	2.94	0.35
桁行	natural freq.(Hz)	s.d.	damping factor(%)	s.d.
M1	3.668	0.008	2.13	0.60
M2	3.626	0.008	2.09	0.53

同定は図を見てもわかるように振動数、応答倍率共に良くフィットしている。共振振動数は表のとおり付加質量体を積載したことによる変動を検知している。標準偏差も本研究で設定した基準を満たす範囲内であり、有意な差があると判断できる。減衰定数について、桁行はM1とM2でほとんど差がなく良い結果と言えるが、梁間では20%ほどの差がある。一般的に減衰定

数の変動係数は大きいことから、この程度は誤差範囲内と思われるが、以後の解析で検討する。

5. 立体振動特性

前章で選定したサンプルを用い、各階9成分の記録から最小自乗法により6自由度の成分に分離し立体的な振動特性を評価する。分離はフーリエ振幅の絶対値と位相を用いた。図6に分離の仮定を示す。

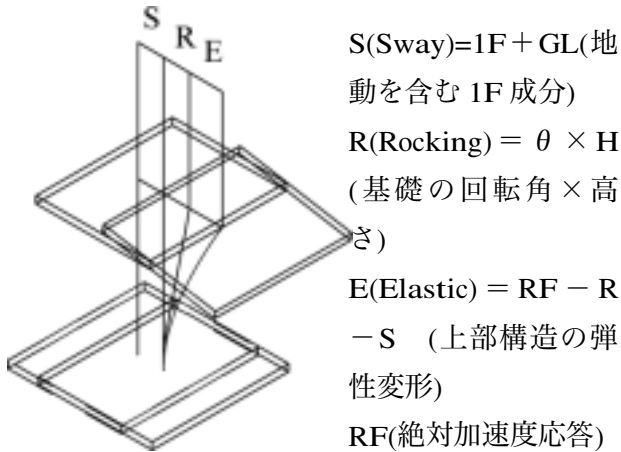


図6. 立体振動分離の仮定と寄与率の定義

図7に分離により求めた1階と屋上のロッキング回転角の位相を示す。ほぼ同様の変化をしており剛体的挙動をしていることが確認できる。図8に桁行RF、RF-Rocking、Rocking、1F成分の一例とRF/1F、RF-Rocking/1Fを示す。RF/1Fはスウェイのみ拘束で同定に用いた解析記録のスペクトル比と対応し、RF-Rocking/1Fはロッキングも拘束した基礎固定系に対応している。ロッキング成分は地盤及び連成系の共振振動数では大きな振幅を持っているが、上部構造の共振振動数ではその成分は比較的小さくスペクトル比の応答倍率もほぼ同程度であり、図7の位相もほぼ同位相であるが周波数によって大きく変動し、安定していないことからロッキングとのカップリングの影響が小さいと考えられ、もともとせん断系に近い振動をしているとわかる。一方、梁間方向はロッキング成分とRF成分がカップリングしており、RF-Rocking/1Fの応答倍率がRF/1Fの応答倍率の8~9割であり、同定において減衰定数を過小評価している可能性が高い。表3に各成分の寄与率を、図9に1F成分で基準化したRF-Rocking加速度応答による鉛直方向モード形状と推定パラメータから求めた固有モードを示す。表4にはその振幅値と変動係数及びRF-Rocking/1Fの変動係数を示す。寄与率で見ると梁間のロッキング率が大きい傾向にあり、基礎平面形状及び壁の拘束効果によるよく知られている傾向が確認できる。また、モード形状を見ると基本的に大きな変化は見られないが、

M2において屋上に付加質量が積載されたことによると思われる上部が揺れやすくなるモードが微小であるが検知された。梁間では逆の値になっているが、表4の変動係数を見ると振幅の変動はM2の方が大きくなっており、RF/1Fの比をとるとその変動幅は小さくなってきていることから、梁間に関しては、M1ではM2に比べ上部入力の影響が強かったと推察され、表3に示したようにモードに見られる差は入力の違いを反映したものと考えられる。表3に示したように、梁間ロッキング率にもM1とM2で差があることもそれを示唆している。以上のことを考慮すると梁間方向も桁行と同様、モード形状に大きな変化はなかったものと考えられる。

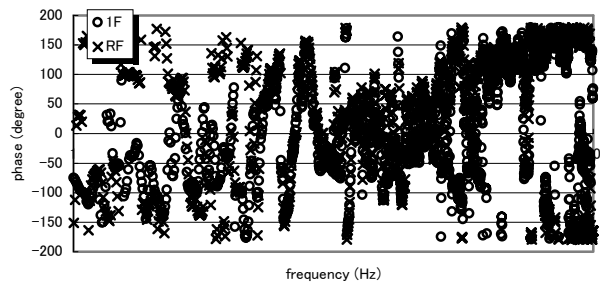


図7. ロッキング回転角の位相 (桁行)

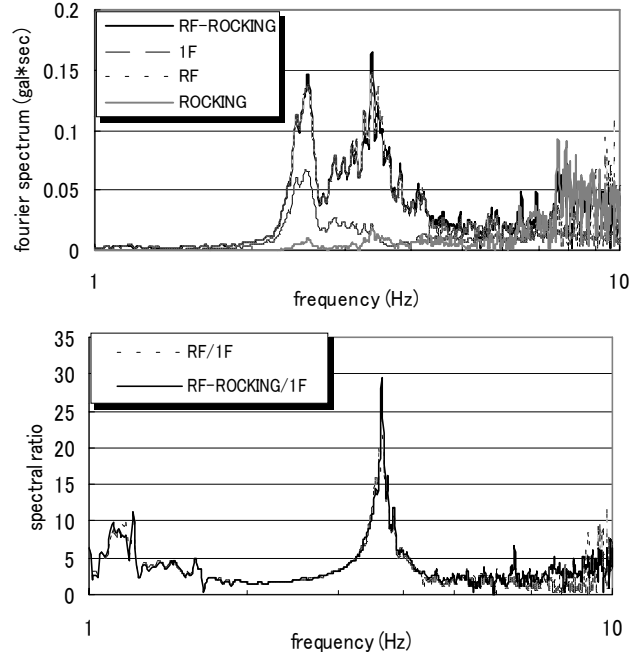


図8. モード分離から求めた応答と応答倍率 (桁行)

表3. 各成分の寄与率

	梁間M1	梁間M2	桁行M1	桁行M2
sway r.	10.2%	6.7%	3.3%	3.4%
rocking r.	15.7%	20.8%	9.4%	10.5%
elastic r.	74.1%	72.5%	87.3%	86.1%

表4. モードの振幅値と変動係数の比較

	梁間M1	梁間M2	桁行M1	桁行M2
RF	0.08802	0.08660	0.06787	0.06789
3F	0.04824	0.04741	0.03704	0.03844
RF v.c.	16.5%	24.3%	30.2%	43.7%
RF-R/1F v.c.	31.8%	19.5%	35.5%	36.8%

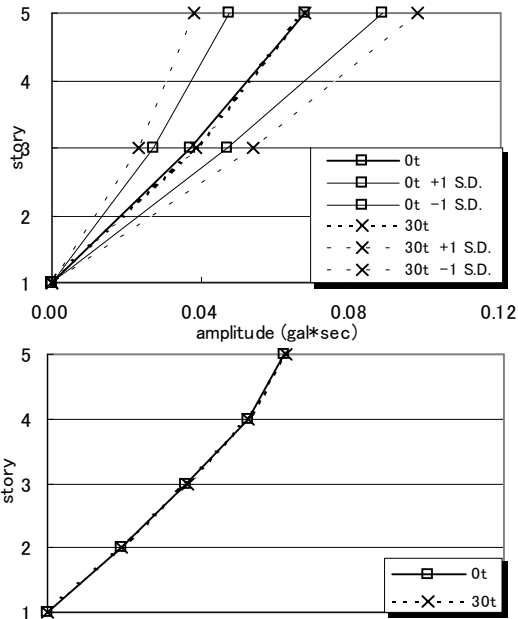


図9. 観測と推定パラメータによるモード形状

6. 構造物パラメータの推定

推定は Jacobi 法による固有値解析を用い M1 と M2 の共振振動数同定値の両方を説明できるモデルを求め推定モデルとし、モード形状、応答倍率を求め観測と比較する。線形応答解析は Newmark の β 法で行い、時間刻みは 0.01 秒、 $\beta = 0.25$ とする。入力観測で得られた 1F における微動である。初期モデルの剛性は設計図面による柱サイズから求め、重量について固定荷重は図面から、積載荷重は文献⁹⁾を参考にして求めた。なお、剛性について桁行方向 1 階部分の隣接棟側には壁が 2 階まで通っている部分が多く存在するためこれも柱材として考慮している。梁間方向についても隣接棟の拘束効果によって 1 階の見かけの剛性が高く評価される可能性があるが、今回その効果は考慮しない。また、推定において初期モデルの鉛直方向の重量及び剛性の分布は固定とし、重量 1.0%、剛性 0.1% 刻みでフィッティングした。表 5 に初期モデル、表 6 に最終的に推定されたパラメータを示す。推定された重量、剛性は初期モデルに対しそれぞれ梁間で 1.44 倍と 2.591 倍、桁行で 1.43 倍と 1.354 倍であった。梁間は特に非構造壁の剛性が効いているため大きな値となった。推定全重量の差は初期モデル重量の 1% であり、推定全重量で考えれば約 0.7% にすぎない。図 10 に観測と解析の応答倍率の比較を示したが、応答倍率についてもほぼ一致しており、その微小な差はロッキング成分の有無の差で説明できる。

7. 結論

平常時及び付加質量体を積載した状態における微動観測を実施することで共振振動数の変動を検知し、建物モデルの同定を行った。そして、変動を説明でき

表5. 初期モデルのパラメータ

初期モデル					
	重量(tf)	剛性(tf/cm)	剛性(tf/cm)	階高(cm)	面積(m ²)
GL		梁間	桁行		
1F	496.70			80.00	333.48
2F	449.90	1433.69	2120.69	500.00	310.50
3F	447.70	2086.35	2086.35	380.00	310.50
4F	438.10	1646.79	1646.79	380.00	310.50
RF	376.80	1434.63	1434.63	380.00	310.50

表6. 推定モデルのパラメータ

梁間			桁行		
	重量(tf)	剛性(tf/cm)		重量(tf)	剛性(tf/cm)
倍率	144%	259.1%	倍率	143%	135.4%
2F	647.86	3714.69	2F	643.36	2871.41
3F	644.69	5405.73	3F	640.21	2824.92
4F	630.86	4266.83	4F	626.48	2229.75
RF	542.59	3717.13	RF	538.82	1942.49

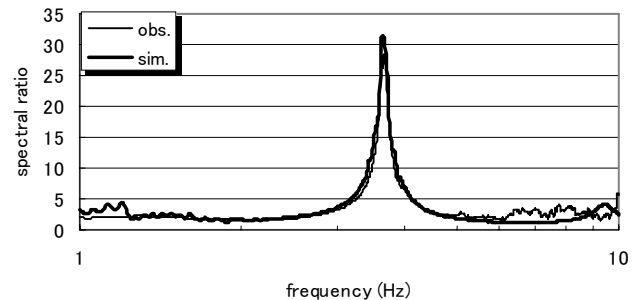


図10. 観測と解析の応答倍率(桁行)

るパラメータ(重量、剛性)を質点系振動モデルにより推定した。その際、スウェイ、ロッキング、上部変形の各振動成分を分離することで、モデルに対応した上部構造の応答を評価し、また、各成分寄与率の関係からモード形状の傾向も明らかにした。推定パラメータの信頼性は観測結果の安定性に依存するが、モード形状、応答倍率等の傾向を掴み、ほぼ一致することから共振振動数の変動を説明したモデルとして妥当な結果と考えられる。

*参考文献(1)多賀直恒・富樫豊・今岡克也、丘陵地における埋土地盤およびその上に建つ構造物の振動性状、日本建築学会構造系論文集、No414, pp71-80, 1990(2)今岡克也・清家規・大西貴史・多賀直恒、微動計測に基づく表層地盤を考慮した建物の地震応答評価に関する研究、日本建築学会構造系論文集、No490, pp101-110, 1996(3)飛田潤・西山拓一・福和伸夫・西坂理永・村橋亮、常時微動に基づく 10 階建て SRC 造建物の立体振動性状、第 10 回日本地震工学シンポジウム、pp1677-1682, 1998(4)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、No545, pp87-94, 2001(5)原口圭・神田順、常時微動測定に基づく地盤と建物の相互作用を考慮した中低層建物の振動特性評価、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造Ⅱpp337-338, 1999(6)前田幸典・日下部馨・金澤隆範、質量・剛性・減衰係数が未知である建築構造物のモードパラメータの同定(その 1, 2)、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造Ⅱpp519-522, 2001(7)和泉正哲・勝倉裕・飛田潤、構造物の常時微動における振動システム、日本建築学会構造系論文集、No409, pp83-92, 1990(8)石橋敏久・内藤幸雄、常時微動による高層構造物の振動特性推定に及ぼす風の影響の検討、日本建築学会構造系論文集、No464, pp71-80, 1994(9)建築物荷重指針・同解説、日本建築学会、1993