

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

DIFFERENCES OF DYNAMIC REPOSSES OF BUILDINGS DUE TO AMBIENT VIBRATION, STRONG WIND AND SEISMIC GROUND MOTION BASED ON OBSERVED DATA

福和伸夫*, 山崎靖典**, 小島宏章***, 飛田潤****

Nobuo FUKUWA, Yasunori YAMASAKI, Hiroaki KOJIMA and Jun TOBITA

This paper discusses the differences of dynamic structural responses among ambient vibration, strong wind induced vibration and seismic induced vibration using observation data. The observed buildings are typical school buildings founded on piles which are a 5-story reinforced concrete building, a 7-story steel reinforced concrete building and a 10-story steel building. From the analysis of the vibration mode for each case, it becomes clear that the dominant vibration mode is different among three cases. In case of ambient vibration, the rocking and torsional foundation input motions contribute to the dynamic response. For strong wind induced vibration, the elastic translational and torsional deformations of superstructure become dominant. On the other hand, the translational foundation input motion is the most important for the seismic ground motion. The differences of vibration mode lead to the incorrect identified system parameters, especially on the damping properties.

Keywords: Ambient vibration, Wind Vibration, Earthquake response, Soil-Structure Interaction, Vibration Mode, Observation
微動、風振動、地震応答、構造物と地盤との動的相互作用、振動モード、観測

1. はじめに

建築物の耐震安全性を確認するには、建築物の地震時挙動を正確に把握する必要があり、そのためには、適切な振動モデルの構築が基本となる。しかし、振動諸元の中には、質量のように、設計図面に基づいて比較的容易に評価できるものもあるが、観測・実験結果を参考に定めている諸元もある。剛性に関しては、設計図面に基づいた評価が基本となるが、二次部材の存在により振幅依存性が存在する。このため、微小振幅から大振幅までをカバーする剛性評価のためには、異なる振動振幅の観測記録を分析することが必要になる。また、減衰に関しては、理論的に評価することは困難であり、様々な実験・観測記録の分析に基づいて経験的に設定しているのが現状である¹⁾。

しかし、既往の観測記録や分析方法には自ずと制約や限界があるため、振動諸元について誤解が生じがちである。その一例が、構造物の減衰の振動数依存性が高次増大型であると考えられていることである。剛性比例型減衰が多用されている所以である。既往の観測記録の多くが高層建築物のもので、観測データや分析技術の限界から低次の固有モードに着目して分析していたことに原因がある。高層建物では、常時微動計測への風外力の影響が大きいため、構造物-地盤連成系のシステムを推定する場合が多い。高層建物の場合には、地盤変形が卓越する構造物-地盤連成系のモードが比較的高次にあるため、連成系のモード減衰は、構造物のモードが卓越する低次では小さく、連成系のモードになるまで減衰が増大し、その後、さらに高次になると減少することになる²⁾。

一般に、減衰定数は、地震観測、常時微動計測、起振機実験などの計測記録を、様々な方法により分析して、モード減衰定数の形で求めることが多いが、観測・実験の方法、計測方法、分析方法などにより、得られる減衰定数の値には幅がある¹⁾。

例えば、和泉ら³⁾は、常時微動計測結果から伝達関数推定を行う場合、上部構造に作用する風が強いと、伝達関数の裾野が広がり減衰を大きく評価する傾向があり、比較的高層の建物では、計測時の風速が同定結果を左右することを指摘している。また、伝達関数の推定方法の選択（ H_1 推定、 H_2 推定、 H_v 推定など）も減衰の推定結果を左右するとしている。

一方、構造物と地盤との動的相互作用効果が顕著な場合には、基礎固定系の振動システムから得られる構造物自身の減衰定数と、地盤の影響を加味した相互作用系の減衰定数とを分別して評価することは容易では無い。石橋ら⁴⁾は、基礎の回転動を考慮することによって基礎固定系のシステムを求める方法を示しており、その後、八木ら⁵⁾、神田ら⁶⁾も同様の検討をしている。

しかし、この方法を用いて、常時微動記録から基礎固定系の伝達関数を求めてみると、固有振動数は相互作用系のそれに比べて高振動数となるが、伝達関数のピーク高さが低くなり、結果として基礎固定系のモード減衰の方が連成系のそれに比べて大きくなると言った、矛盾した結果となる場合がある⁷⁾。このような結果となる理由の一つに回転入力動の存在が考えられる。八木ら⁸⁾は、水平入力動に加え、回転入力動が存在することにより、見かけ上、伝達関数の裾野が広がる

*名古屋大学大学院環境学研究科 教授・工博

**旭化成ホームズ 修士（工学）

***名古屋大学大学院環境学研究科 助手・博士（工学）

****名古屋大学大学院環境学研究科 助教授・工博

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

Asahikasei homes, M. Eng.

Research Associate, School of Environmental Studies, Nagoya Univ., Dr. Eng.

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

傾向があることを解析と実測で証明している。

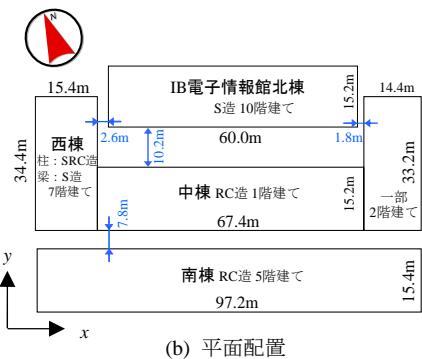
このような問題が発生する原因として、常時微動応答は、水平地動入力が卓越する地震動とは異なった入力特性を持つ環境振動外乱や風外乱によって生じており、その振動応答から振動システムを評価しているためと考えられる。そこで本論では、名古屋大学内で継続的に高密度観測を行っている、建物規模・構造が異なる隣接した3棟の建物を例に、地震時、強風時、常時微動時の建物振動性状の差異を分析し、外乱により刺激される振動モード形の違いが、得られる振動システムに与える影響について検討を加える。

2. 対象建物・地盤と観測概要

対象建物は名古屋大学東山キャンパス内に立地するS造10階建てのIB電子情報館北棟、柱SRC造・梁S造7階建ての西棟、RC造5階建ての南棟の3棟である。建設敷地には、これらの3棟に加え、講義室に利用されている1階建ての中棟と、2階建ての東棟の計5棟が相互に隣接して存在している。建物群の外観写真、平面配置図、及び、断面図を図1に、北棟・西棟・南棟の主要な構造概要を表1に一覧して示す。S造の北棟のみが桁行・張間共に純ラーメン構造、他の2棟は張間方向が耐震壁付ラーメン構造となっている。



(a) 東からの外観写真



(b) 平面配置

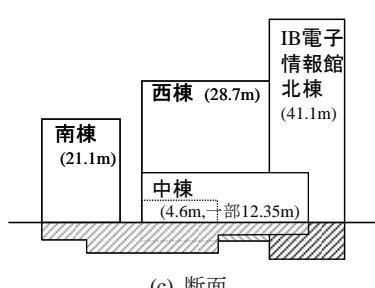


図1 対象建物の概要

対象建物群が立地する地盤は、名古屋市東部の洪積丘陵地であるが、図2に示す土質柱状図のように、表層部のN値は余り高くない。10階建ての北棟はN値50以上となる深さ約50mの地層に支持させているが、他の2棟は中間層に支持させている。また、北棟は剛性の高い太径の場所打ちRC杭であるが、他の2棟は既製のPHC杭を利用している。

従って、最も高層の北棟は上部が基礎-地盤系に比較して相対的に柔らかく、逆に西棟・南棟と低層になるに従って、基礎-地盤系に対して上部構造の剛性が大きくなっている。この傾向は特に張間方向で顕著である。

対象建物では2001年3月の北棟竣工後、図3(a)の位置に高解像度の強震計（キネメトリックス社製のEpiSensorとK2）を設置し、継続的に強震観測を行ってきた。また、2004年4月の隣接建物の竣工に伴い、地盤、西棟、南棟に強震計を新たに設置し、現在は(b)に示すような多点高密度の観測体制をとっている。起動トリガは北棟1階で0.5galに設定しており、最初に建設された北棟では、竣工後から現在までに、計65の地震記録が観測されている。本論では、この地震記録の全てを用いて検討を行っている。

本論で用いている常時微動記録は、強震計を手動で動作させ、加速

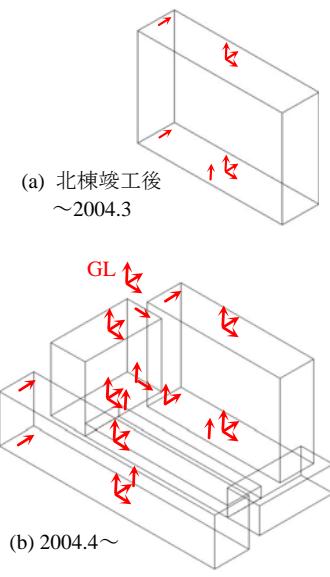
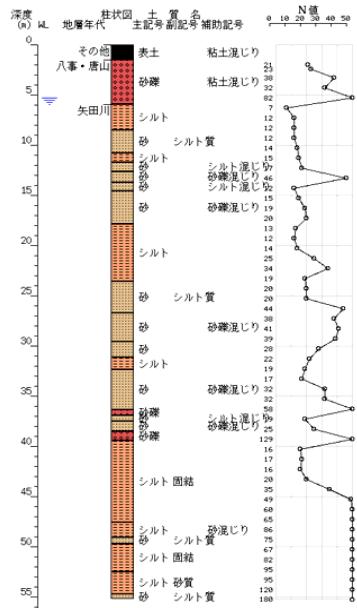


図2 ポーリング柱状図

表1 対象建物の基本諸元

建物名	IB電子情報館北棟	南棟	西棟	東棟
延床面積	10,525m ²	7,440m ²	3,322m ²	2,860m ²
階数	地上10階 地下1階	5階 1階	7階 —	1階 (一部) 2階 1階
軒高	41.1m	21.95m	31.34m	12.35m
構造種別	地上S造 地下SRC造	RC造 RC造	柱: SRC造, 梁: S造 RC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 GL-3.5m	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
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 杭径 杭長	場所打ち杭 1300φ, 1400φ, (拡底部) 1900φ, 400φ, 600φ 41.7m	PHC杭 600φ 16 - 24m	PHC杭 600φ 23m 16 - 26m
地盤の卓越振動数	1.8Hz付近 (重複反射理論、微動H/Vスペクトルによる)			

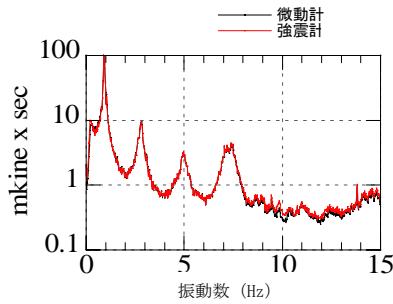


図4 微動時に北棟屋上（張間方向）で測定した
微動計と強震計の水平フーリエスペクトル

度成分を 100Hz サンプリングで 10~30 分間収録した記録である。北棟周辺では、2003 年初頭より周辺の西・南・中・東棟の建設が始まったため、周辺建物の影響を検討するため、2003 年 2 月～9 月に継続的に観測を行なった。また、周辺建物の竣工後も観測を行い、観測開始から約 1 年間で計 80 の常時微動記録を収録した。計測は主に交通振動等の外乱が少ない深夜に、1 日 1 度行った。

上部入力の影響が大きい強風時の記録を得るために、台風接近時にも同様の計測を行った。台風は周辺建物建設中の 2002 年に 1 度、翌年に 3 度来襲し、その度に 30 分間の常時微動計測を 1 時間おきに 5 回実施した。結果として、10 分間平均風速が 10m を超える記録を計 20 収録することができている。

本論中の風速に着目した分析には、対象建物から北方約 1.5km に位置する名古屋地方気象台における 10 分間平均風速を用いている。但し、気象庁発表の 10 分間平均風速は、毎正時の値のみが記録されるため、分析には常時微動計測を行った時間区間に最も近い正時の値を採用している。

強震計を用いた常時微動計測の精度検証のために、深夜寂静時の建物応答の計測結果を、動コイル型微動計（振動技研製）と比較した結果を図 4 に示す。図のように、強震計でも十分な精度で微動を収録できている。

3. 北棟の基本的な振動特性

図 5 に、周辺建物建設時に観測した常時微動記録の分析結果を示す。(a) は 10 分間平均風速と、隣接する西棟・東棟の躯体建設状況を、(b) と (c) は、地盤-建物連成系（以下、連成系と略記する）の 1~3 次の固有振動数とモード減衰をそれぞれ示す。固有振動数と減衰定数は、屋上応答波形に 1~3 次の各固有振動数前後でフィルターを掛け、RD 法を適用して生成させた自由振動波形に、1 自由度系の減衰曲線を最小二乗法でフィッティングして推定している。

図 4 に示したフーリエスペクトルからも分かるように、本建物は高次まで明瞭なピークを有している。1 次の振動数は 1Hz 弱でやや振動数が低く、高次になると、固有振動数は概ね 1、3、5 倍となっている。

減衰定数は非常に小さく 1 次では 1% を下回っている。これは、基礎が剛強な鉄骨純ラーメン構造のため、弾性変形が卓越し、動的相互作用の影響が小さいために、上部構造の構造減衰しか期待できないことが原因している。一方、2~3 次では相互作用効果が高まるため減

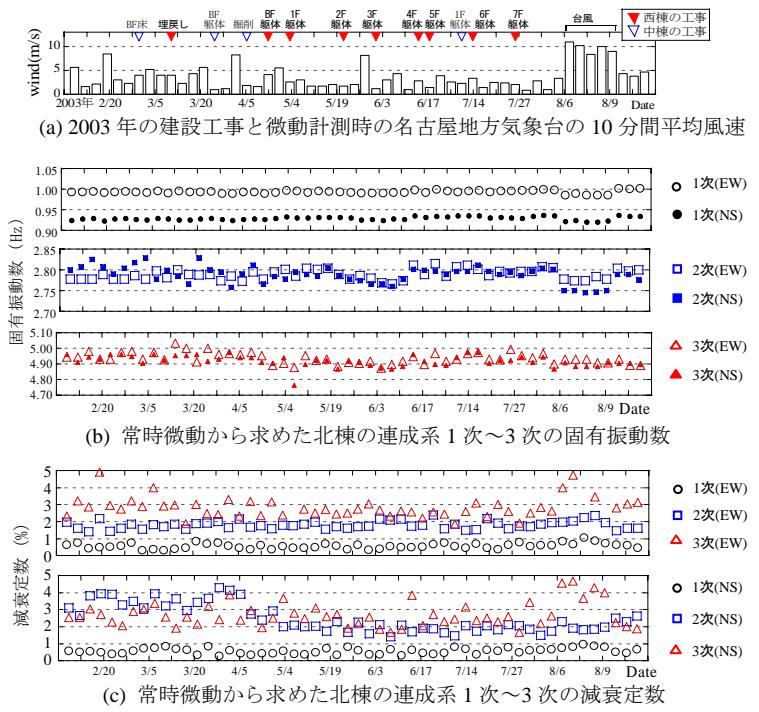


図 5 北棟（10F-S 造）の常時微動計測時の連成系の固有振動数と減衰定数



図 6 地震記録の北棟 1 階（張間方向）の最大加速度

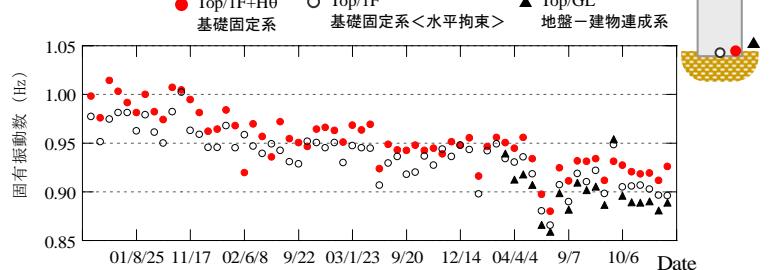


図 7 地震記録から求めた北棟（張間方向）の 1 次固有振動数への相互作用の影響

衰が増加している。ただし、3 次で頭打ちとなる。この建物の場合、地盤との連成系のモードが 3 次（後掲の図 9 から確認できる）のためであり、4 次以降は再び減衰が減少する。このことは、図 4 の 4 次ピークの高さからも理解できる。

周辺建物の工事による影響は余り顕著ではなく、むしろ、計測時の風速の影響の方が大きく現れている。風の影響は振動数では 1 次と 2 次に、減衰定数は 3 次で顕著に認められる。

次に、北棟が竣工後に観測された全地震記録の 1 階最大加速度 (PBA) と、それらを用いて推定した 1 次振動数の経時変化を図 6、図 7 に示す。図中の 1 次固有振動数は、動的相互作用の影響を把握するために、屋上と地盤地表との水平応答比、1 階との水平応答比、1 階の水平応答と回転応答の和との比⁴⁾の 3 種類のフーリエスペクトル比に対し、1 自由度系の伝達関数をフィッティングさせて求めている。これらはそれぞれ、相互作用考慮の連成系の固有振動数、基礎の水平のみを拘束したときの固有振動数、基礎固定時の固有振動数に相当す

る。地盤の観測が始まったのは2004年以降なので地盤との比は初期には得られていない。

図より相互作用の考慮の有無による1次固有振動数の差は高々5%程度であり、相互作用効果が小さく、上部構造の弾性応答が卓越した建物であることが分かる。また、1次固有振動数は、時折、台風や強い揺れの地震動で低下しているほか、竣工後の時間経過と共に単調に減少し続けている。同様の傾向は荒川ら¹⁰⁾によっても指摘されている。本建物は構造的に影響を受けるような強い揺れは経験していないので、積載荷重の変化や、2次部材の接続状況の変化などの影響が考えられるが、その原因はつきりしない。

次に、図8に、微動・強風時と、地震時について、張間方向の1次モードの固有振動数と減衰定数の振幅依存性を示す。何れもフーリエスペクトル比に対して1自由度系の伝達関数をフィッティングさせて求めた結果である。微動・強風時の結果については、Hv推定によりパワースペクトルをアンサンブル平均して求めた伝達関数³⁾である。

図より、微動・強風時の結果は評価の仕方によるバラツキが大きく、基礎固定系の結果が、微動時には減衰定数を大きく評価し、強風時には振動数を高く評価していることが分かる。これに対して、地震時の結果は推定方法による差は小さく、かつ、振幅の増大と共に振動数が低下し、減衰定数が増加すると言った明瞭な振幅依存性が認められる。微動・強風時のこのようなバラツキの原因については、後に詳しく分析することにする。

参考のために、図9に、竣工後の常時微動記録（動コイル型の微動計を利用）と地震観測記録（2001.4.16 福井県嶺南地方の地震、1階最大加速度0.92gal）から求めた

伝達関数を示しておく。

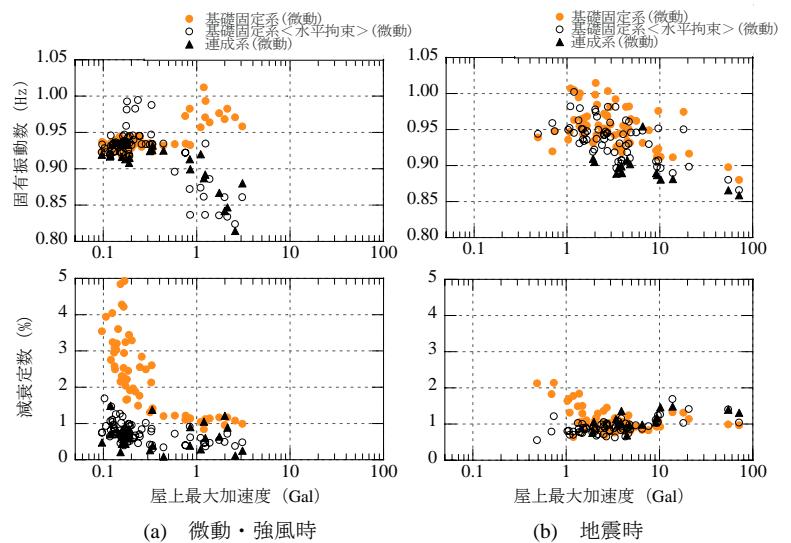


図8 風外乱時と地震時の北棟1次モードの固有振動数と減衰定数の振幅依存性

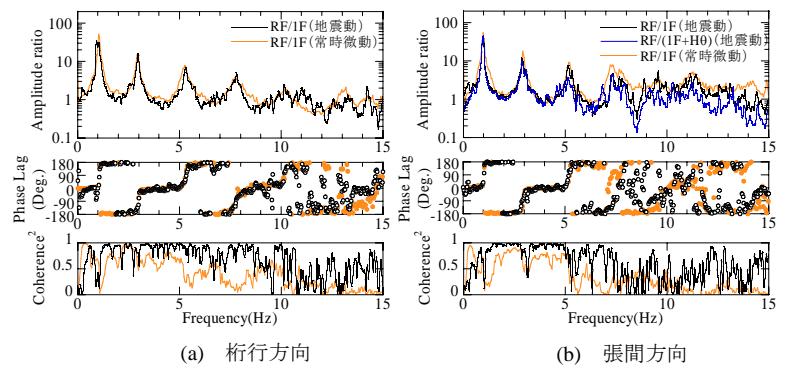


図9 竣工後の北棟の地震時と微動時の伝達関数
(上から振幅、位相遅れ、コヒーレンス)

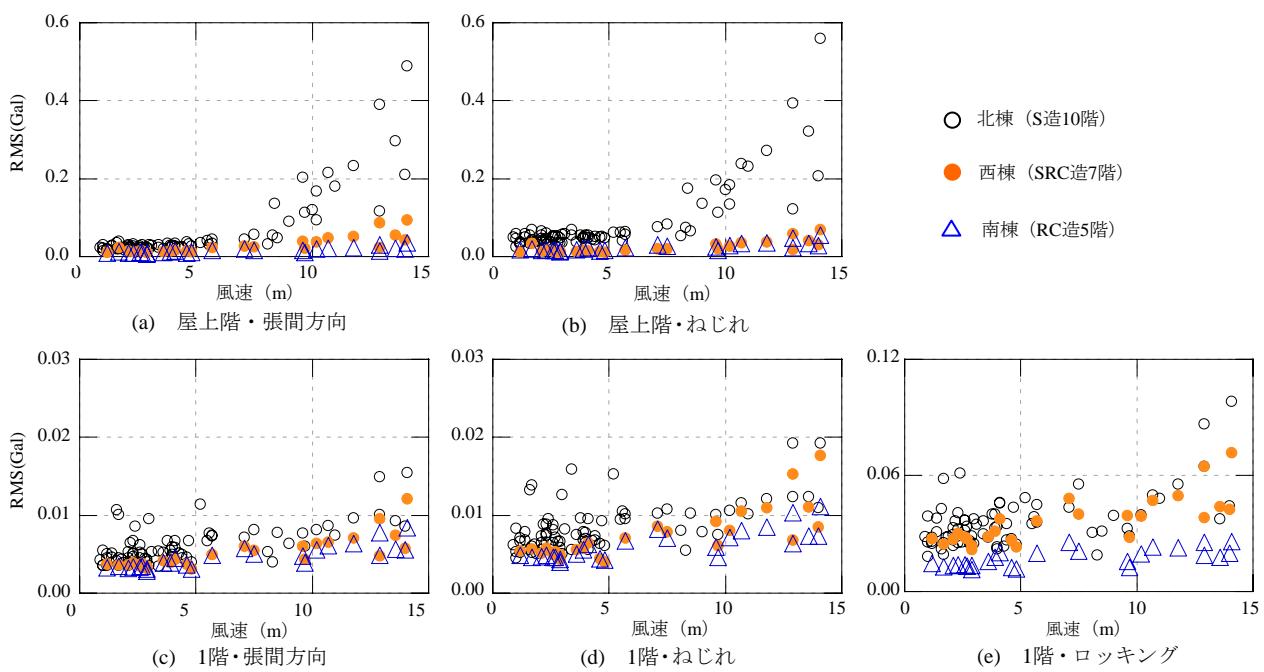


図10 風外乱時の北棟・西棟・南棟の各部RMS加速度応答の風速依存性

4. 微動・強風時の応答性状

建物高さ、上部構造・基礎構造の異なる3つの建物の微動・強風時の振動性状の差を考察するために、各建物の代表的な観測値について、応答振幅と風速との関係を調べてみる。

図10に、10階建ての北棟、7階建ての西棟、5階建ての南棟の3つの建物について、屋上階と1階における張間方向応答とねじれ応答（建物平面端部での水平応答に換算）、1階の張間方向のロッキング応答（建物平面端部での上下応答に換算）について、RMS加速度応答と10分間平均風速との関係を示す。

(a)～(b)より、風速の増大と共に、屋上階の応答値は並進・ねじれ応答共に顕著に増大している。これに対し、(c)～(d)に示す1階の並進・ねじれ応答は風の影響を余り受けておらず、上部構造の弾性変形が卓越していることが分かる。1階部分で風の影響を最も受けているのは(c)に示すロッキング応答である。これは、上部構造の応答に伴う転倒モーメントの増大が、基礎のロッキング動を励起したためと考えられる。

建物による差異をみてみると、高層の北棟が最も強く風の影響を受けており、その影響が現れる風速も8m程度と低速である。これに対し、低層になるに従って、風の影響度合いが小さくなっている。その影響が始める風速も増大している。ただし、一旦影響をうけると1階部分へ影響を与えやすいようである。これは、高層であるほど、風圧が増大し、受圧面積が増え、上部構造も柔らかくなり、弾性応答が生じやすくなるのに対し、低層になると風の影響は減じられるが上部構造が剛体的に挙動し、上部構造の応答が基礎にまで影響を与えやすいためと判断される。

なお、紙面には示していないが、屋上階の並進応答について、1次～3次のモード毎にバンドパスフィルターで処理を施した結果について同様の検討をしたところ、風の影響は低次モードに顕著で、高次モードでは低次に比べ影響が減じられていたことを付記しておく。

これらの結果は、「風速の増大により、建物頂部と基部との伝達関数のコヒーレンスが低下し、その低下度合いは高層の建物で、低次の

固有振動数周辺に顕著である」との既往の研究結果³⁾を、うまく説明している。

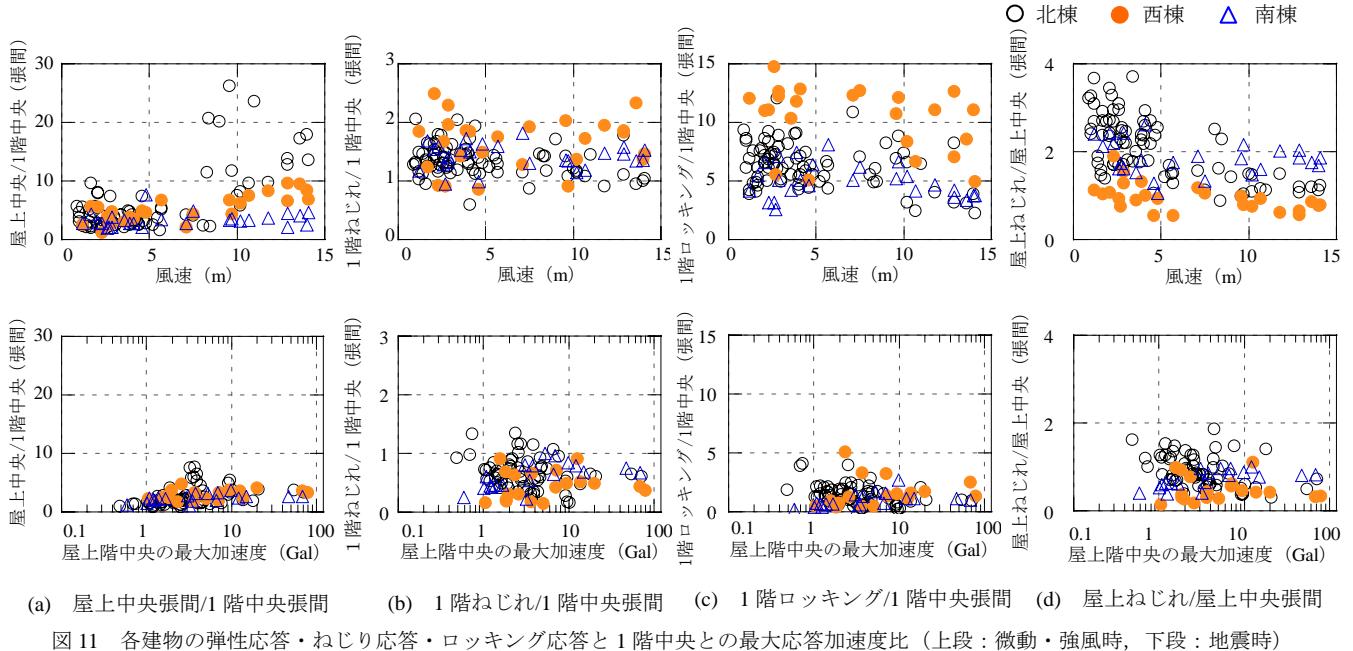
次に、微動・強風時の各観測点間の最大応答加速度の比と10分間平均風速の関係を、図11に示す。地震時挙動との差を考察するため、同様の最大応答加速度の比と屋上階中央での最大加速度の関係も合わせて示す。

先に述べたように、強風時には風荷重が建物上部に加わるために、建物頂部の応答が増大し、(a)に示す屋上・1階応答比はある風速の閾値を超えると、急速に増大している。この傾向は高層の建物ほど顕著である。閾値となる風速は、風圧による荷重と、地動による建物慣性力との大小関係で定まるため、高層の北棟が最も低速から応答が増大し始めている。

また、(b)に示す微動・強風時の1階でのねじれ・並進応答比は、地震時と比較すると2～3倍の大きさになっている。これは、微動の場合、地表に振動源が多い環境振動であるため、表面波が励起されやすく、位相差のある入力によって、ねじれ入力動が卓越しやすいためと推察される。同様の微動時の表面波の影響は、(c)に示す1階のロッキング・並進応答比でも明瞭に認められ、地震時に比べ2～3倍のロッキング入力となっている。表面波により励起されるロッキング入力の影響は微動時特有の特性であり、風速の増大と共に、上部の弾性応答に伴って生じるロッキングの寄与が大きくなる。

ねじれ動・ロッキング動といった並進以外の基礎入力動成分の影響は、建物階数とは関係なく現れており、並進入力のみを仮定した基礎固定系の伝達関数推定法⁴⁾では、除去できないノイズとなってしまうので、注意が必要である⁸⁾。

次に、(d)は屋上位置でのねじれ・並進比を示している。微動・強風時に、地震時と比べてねじれ応答が励起されやすいのは、(b)に示した1階の特性と共通している。ただし、微動時に高層の建物でねじれ応答が大きく励起されている。これは、微動時に基礎から入力されたねじれ入力動が建物内で増幅された結果生じているものと考えられる。



このように、微動時・強風時には、環境振動で卓越する表面波によって励起されるねじれ動・ロッキング動入力や、建物上部への風外乱などが、複雑に絡み合う多入力系となるため、地震時とは大きく異なる応答性状を示す。

5. 屋上階と1階との伝達関数

北棟を対象に、観測された全ての微動・強風観測記録、地震観測記録に対して、屋上と1階との水平フーリエスペクトル比を求め、この振幅を計測日時順に並べ、センター図表現した結果を図12に示す。

(a)は微動・強風時の結果であるが、時々、振動数幅の広いピークが認められる。これらは何れも台風接近時に連続して計測した結果に対応する。上部入力が卓越する場合の頂部・基部の応答比は、連成系の固有振動モードのモード形の振幅比を示す。一方、基部入力の場合には、減衰定数で規定されたピーク幅・ピーク高さを有する伝達関数となる。このため、上部入力が支配的な台風接近時には、ピークが拡幅されたものと考えられる。

一方、地震時の結果である(b)では、1次と2次固有振動数位置で狭帯域のピークが明瞭に認められ、その幅は地震によらず殆ど変動していない。ただし、図7に示したように、竣工後の時間経過とともに、単調に振動数が減少している傾向が見られる。

つぎに、図12と同様の結果について、微動・強風時については10分間平均風速順、地震時については屋上の水平最大加速度の大きさ順に並べ替えて作成したセンター図を、図13に示す。図には、北棟に加え、西棟、南棟の結果も合わせて示す。

(a)に示す微動・強風時の結果については、風速の増大とともに、ピーク幅が広がっていることが明瞭に認められ、この傾向は高層の建物ほど顕著である。このことは、減衰の過大評価に繋がるので、観測記録の取り扱いに注意が必要である。――

方、5階建ての南棟の場合には風入力の影響が小さいため風速の増大に伴うピーク幅の拡大は明瞭には認められない。

一方、(b)に示す地震時の結果は、1次モードについては、振幅の増大と共に、振動数が低下しているが、北棟の2次モードに関しては、図12の方が、振動数が連続的に変化しているようにも見受けられる。このため、地震時の挙動に関しては振幅依存性と経年変化の両者の効果が存在しているように思われる。この点についてのより詳細な検討は、今後の課題であると考えている。また、最も低層の南棟については、風外乱の影響が相対的に小さいため、微動・強風時と地震時の結果は比較的良く対応しているようにみえる。

6. 振動モード

微動時、強風時、地震時の建物の振動モードの違いを考察するため、図14に、微動時(10分間平均風速1.2m/s)、強風時(10分間平均風速14.1m/s)、地震時(2004.9.5 紀伊半島南東沖の地震、Mj=7.4、1階最大加速度22.3gal)のスウェイ率・ロッキング率・弾性変形率を示す。

ただし、スウェイ成分は地動も含む1階の水平応答とし、ロッキング成分は1階床でのロッキング角に建物高さを乗じた値とした。弾性変形は屋上階の水平応答から、スウェイ成分とロッキング成分を減じ

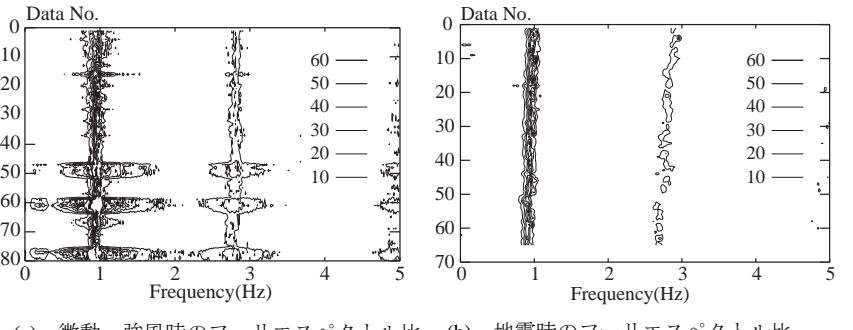
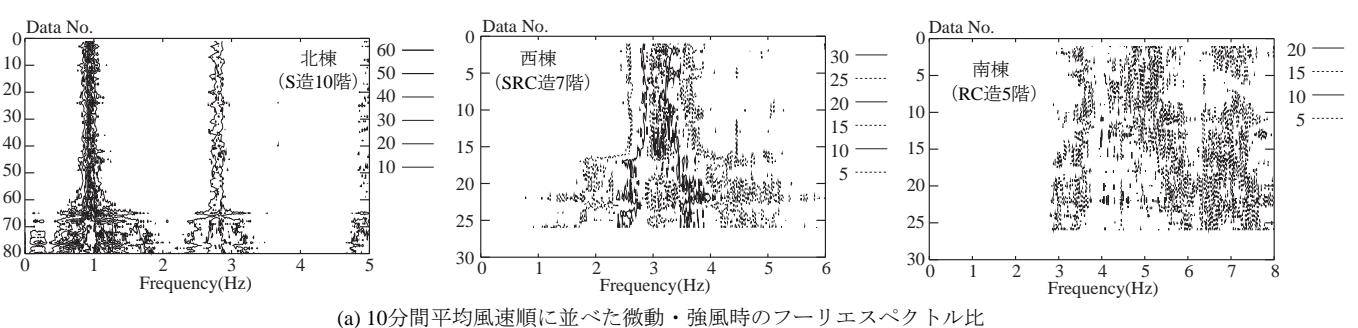
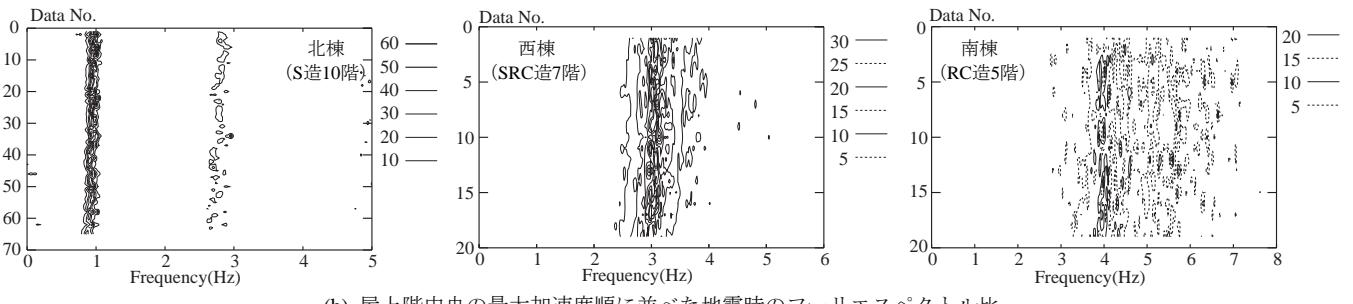


図12 微動強風時及び地震時の屋上と1階とのフーリエスペクトル比の経時変化



(a) 10分間平均風速順に並べた微動・強風時のフーリエスペクトル比



(b) 屋上階中央の最大加速度順に並べた地震時のフーリエスペクトル比

図13 微動強風時及び地震時の屋上と1階とのフーリエスペクトル比の風速依存性及び応答加速度依存性

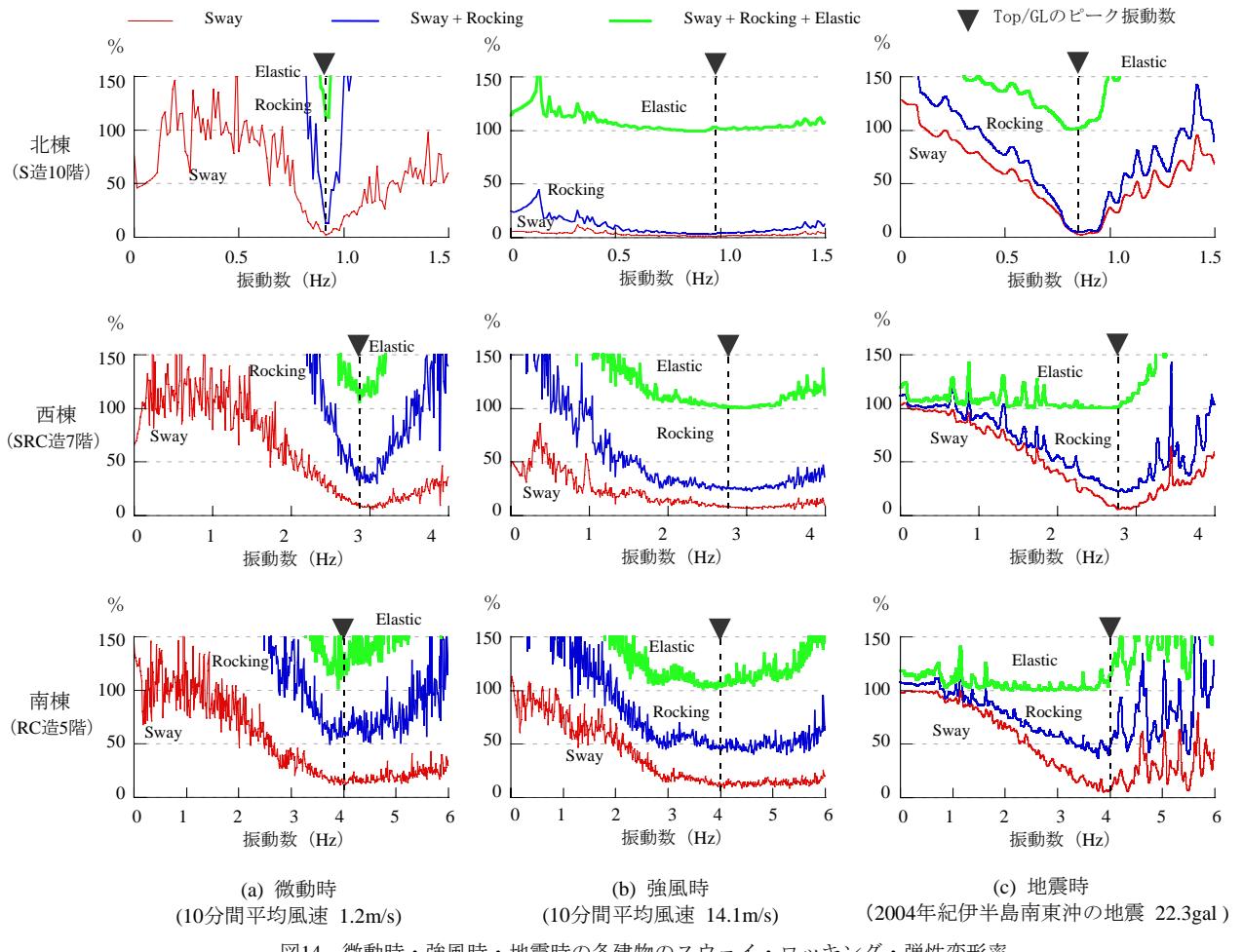


図14

(a) 微動時
(10分間平均風速 1.2m/s)

(b) 強風時
(10分間平均風速 14.1m/s)

(c) 地震時
(2004年紀伊半島南東沖の地震 22.3gal)

ることにより求めている。図14は、それぞれの応答成分についてフーリエスペクトル振幅を求め、屋上階のフーリエスペクトル振幅との比を求めたものである。3つの成分の和が100%を超えているのは、スウェイ、ロッキング、弾性変形の間に、位相差があるためである。図中には、三角(▼)で伝達関数(RF/GL)のピークから読み取った連成系の固有振動数を示す。連成系の固有振動数位置では、各成分の応答が同位相で振動しやすいため、3者の和は概ね100%になっている。

まず、高さの異なる3棟の応答成分の違いを比較する。各建物の連成系の固有振動数位置では、北棟、西棟、南棟と低層になるに従って、動的相互作用の影響が現れ、スウェイ・ロッキング率が増大している。北棟の場合、基礎一地盤系に比べて上部構造が相対的に変形しやすいため、弾性変形が90%以上を占めており、一方、南棟では、スウェイ・ロッキング成分が50%程度を占めている。

外乱による応答成分の差を比較すると、南棟、西棟、北棟と高層になるに従って、微動時・強風時・地震時とで、各応答成分の振動数特性の差異が大きくなる。各建物の連成系の固有振動数位置では、外乱による差は小さいが、それ以外の振動数で差が大きい。

外乱による差が最も顕著な北棟に着目すると、連成系の固有振動数以外の振動数域では、微動時には、ロッキング成分が卓越し、地震時にはスウェイ成分の寄与が大きくなっている。また、地盤からの入力が支配的な微動時・地震時には共に、応答成分比の振動数による変化

が著しく、連成系の固有振動数付近でのみ弾性応答が卓越している。これに対して、強風時には、振動数によらず、ほぼ一定の成分比となっており、弾性変形が支配的である。この傾向は西棟や南棟の強風時の結果にもある程度認められるが、北棟が最も顕著である。これは、先に述べたように、上部加振が卓越する場合には、連成系の振動モード形のモード比を見ていることになるためである。

北棟について、振動モード形の違いをより明瞭に示すために、図15~16に、連成系の固有振動数付近のモード形と、より低振動数側(0.5Hz付近)のモード形を示す。何れも、幅1Hzのバンドパスフィルターを用いて各部の応答波形を求め、建物頂部の応答が最大となる時刻の応答をプロットしたものである。

連成系の固有振動数位置では、外乱の種類によらず、弾性応答が卓越する形のモード形となっており、3者のモード形は良く対応している。これに対し、連成系の固有振動数より低振動数側の0.5Hzのモード形は、微動時にはロッキング応答が、強風時には弾性変形が、地震時にはスウェイ成分の寄与が支配的になっており、外乱によって卓越する応答成分が異なっている。このような変位成分の差が、伝達関数の差異の原因となっている。従って、伝達関数に基づいて振動諸元を同定する際に、これらのこと念頭に入れておかないと、誤った振動諸元を推定する原因となる。特に、減衰定数の推定を行う際には注意を要する点である。

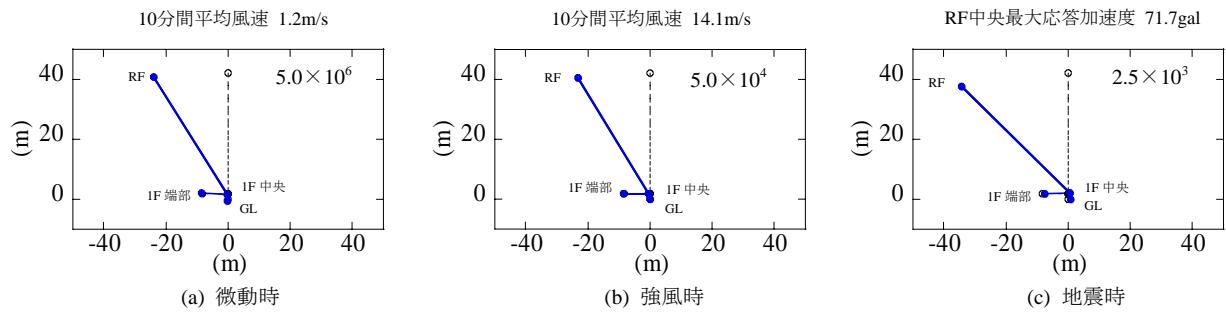


図15 連成系の1次固有振動数での振動モード形(1次モードが卓越する振動数帯域をバンドパスフィルターで処理)

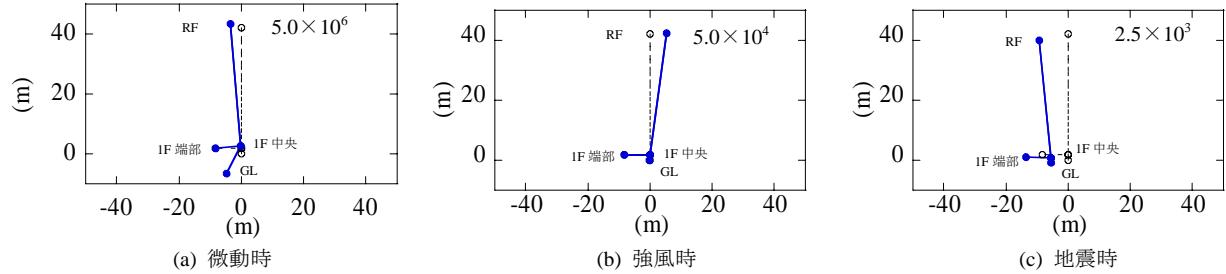


図16 0.5Hzの振動モード形 (0.45Hz～0.55Hzがフラットとなるバンドパスフィルターで処理)

7. まとめ

本論では、継続的に常時微動計測、強風時観測、地震観測を実施している、建物規模、構造が異なる隣り合う3棟の観測記録を基に、微動・強風・地震時の振動性状を考察した。その結果、以下のような知見が得られた。

- (1) 階数と構造の異なる3つの隣接建物の振動性状を分析した結果、建物階数の増加と共に、動的相互作用の影響が減じられ、微動・強風・地震時の応答性状の差が拡大する。
- (2) 微動・強風・地震時と言った外乱の違いによる振動モードの差異を分析した結果、連成系の固有振動数では、3つの入力での振動モードの差異は小さく、建物階数の減少と共に、スウェイ・ロッキング成分が増大する。
- (3) 連成系の固有振動数以外の振動数域では、外乱によって卓越する応答成分が異なり、微動時には環境振動によって励起される表面波によるロッキング・ねじれ入力が卓越する。また、地震時には並進入力によるスウェイ動が卓越する。これら微動時と地震時の応答成分割合は振動数によって大きく変化する。これに対し、強風時には特に高層の建物で弾性応答が卓越し、応答成分比が振動数に依存しない。
- (4) 強風時の基礎固定系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。このため、上部入力の影響が大きい高層の建物の分析や、強風時の観測記録を用いる際には注意が必要である。
- (5) 微動時の振動システムを適切に理解するには、水平動だけでなく、ロッキング入力動やねじれ入力動を計測し、これを勘案した振動システムの推定が必要である。
- (6) 竣工後継続的に実施した地震観測記録から、建物の固有振動数が、経年的に低下している傾向が認められた。この原因については、さらなる観測データの蓄積を待って究明する予定である。

参考文献

- 1) 日本建築学会編：建築物の減衰、日本建築学会、2000
- 2) 福和伸夫, G.M.Ali, 八木茂治：構造物の固有振動特性に及ぼす動的相互作用効果に関する研究、日本建築学会構造系論文集、第475号、pp.35-44, 1995.9
- 3) 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報告集、第409号、pp.83-93, 1990.3
- 4) 石橋敏久, 内藤幸雄：基礎のロッキングを考慮した伝達関数評価法の検討、鹿島技術研究年報、第42号、pp.199-203, 1994.10
- 5) 八木茂治, 飛田潤, 福和伸夫：常時微動計測による低層RC造建物の伝達関数に地盤・建物動の相互作用が及ぼす影響、構造工学論文集、Vol.46B, pp.435-444, 2000.3
- 6) 原口圭, 神田順, 稲垣光剛：常時微動測定による中低層建物を対象とした地盤・建物相互作用系の同定手法、日本建築学会構造系論文報告集、第564号、pp.31-37, 2003.2
- 7) 飯場正紀, 渡壁守正, 藤井睦, 小山信, 境茂樹：住宅用建物と周辺地盤の常時微動測定に基づく動的相互作用効果の検討、日本建築学会大会学術講演梗概集、B-2分冊、pp.319-320, 2003.9
- 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が与える影響、日本建築学会構造系論文集、No.552, pp.77-84, 2002.2
- 9) 小島宏章, 福和伸夫, 飛田潤, 中野優：建物強震観測DB公開用webシステムの構築、日本建築学会技術報告集、第17号、pp.553-558, 2003.6
- 10) 荒川利治, 山本和也：常時微動測定に基づく鉄骨造高層建物の振動特性に関する経年変化および時間変動、日本建築学会技術報告集、第19号、pp.61-66, 2004.6